

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DÜSSELDORF
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

25. JAHRGANG

OKTOBER 1950

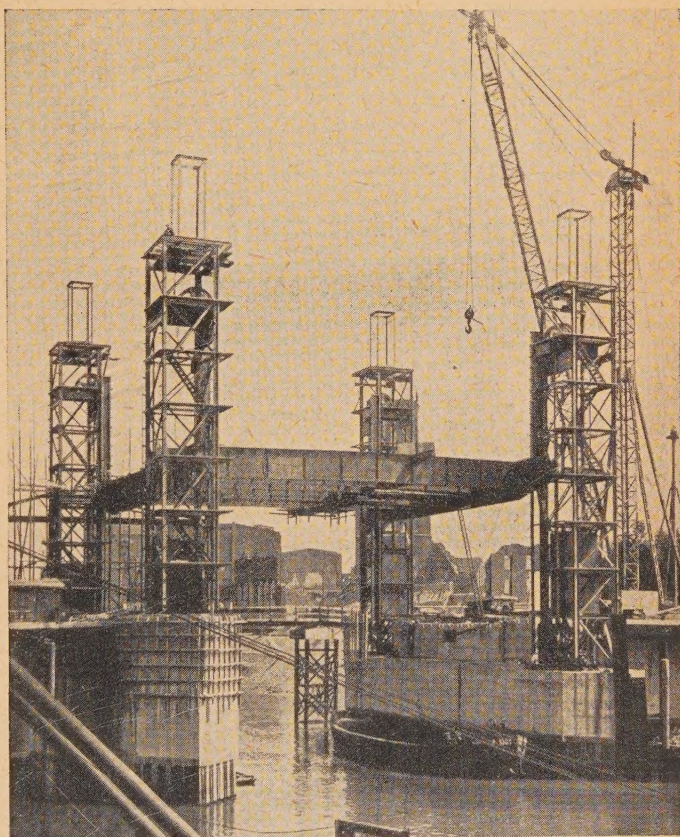
HEFT 10

INHALT:

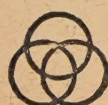
- | | | | |
|---|-----|--|-----|
| Der Baugrund als Federung und Dämpfung schwingender Körper. Von Prof. Dr.-Ing. Hans Lorenz, Berlin-Tempelhof | 365 | Direktor der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Stuttgart, und Baurat Hermann König, Vorstand des Städt. Tiefbauamtes, Ulm/Donau | 379 |
| Die Auflösung der dreigliedrigen Elastizitätsgleichungen der Durchlaufträger. Von Dr.-Ing. W. Fuchssteiner, Darmstadt | 372 | Grundlagen und Theorie des Stahlfederdalbens. Von Oberbaurat H. Wedekind, Hamburg | 384 |
| Der wasserwirtschaftliche und energiewirtschaftliche Planbau in den Weststaaten der USA. Von Prof. Dr.-Ing. habil. Friedrich Tölke, Karlsruhe | 375 | Umbau von Wegüberführungen anlässlich der Elektrifizierung der Bahnlinie Regensburg—Nürnberg. Von Dr.-Ing. Heinrich Börner, Regensburg | 388 |
| Die Herdbrücke in Ulm und die Inselbrücke in Neu-Ulm. Von Regierungsbaumeister Albert Kaiser, | | Kurze Technische Berichte | 392 |
| | | Buchbesprechungen und Neuerscheinungen | 394 |

Unser Fertigungsprogramm:

- Stahl-Brückenbau
- Stahl-Hochbau
- Stahl-Wohnungsbau
- Stahl-Wasserbau
- Apparate- und Behälterbau
- Industriebau
- Bergbauzulieferungen
- Weichenbau
- Baggerbau
- Aufbereitung für Kohle und Erze
- Zerkleinerung
- Kabel- und Verseilmaschinen
- Maschinen und Einrichtungen für Zement-, Kalk-, Gipswerke und verwandte Industrien



Neue Hubbrücke Schwanentor Duisburg im Bau
Hubhöhe 9,2 m, Hubdauer 1 Minute, einseitiger Antrieb



STAHLBAU RHEINHAUSEN



Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen · Fernschreiber: Amt Duisburg 036 838 · Fernsprech-Anschlüsse: Duisburg 343 41, Rheinhausen 270, Moers 27 42

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(22 a) Düsseldorf, Grunerstraße 32;

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung
„DER BAUINGENIEUR“,
Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,
(22 a) Düsseldorf,
Grunerstraße 32.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf be-

sonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 Seiten.

Bezugspreis:

Vierteljährlich DMark 9,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, in den Westzonen auch jedes Postamt, entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernsprecher Sammelnummer 91 03 46) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 u. 54 30.

Berlin-Charlottenburg 2, Jebensstraße 1,
Fernsprecher: 32 20 70 u. 32 64 46.

Vertriebs-Vertretungen des Verlages im Ausland:

Schweiz: Lange, Maxwell & Springer A.G., Schützenmattstraße 43, Basel. — Frankreich: Lange, Maxwell & Springer S. A., 24, Rue des Ecoles, Paris (Ve). — England, U.S.A. und das übrige Ausland: Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41—45 Neal Street, London, W. C. 2.

Stahlbau - Ingenieur

Großes Industrieunternehmen in Westdeutschland sucht im Rahmen seiner Absatzorganisation zum baldigen Einsatz **energische und repräsentative Persönlichkeit**, möglichst Diplom-Ingenieur, mit Wohnsitz in Köln oder Umgebung zur Vertretung seiner Interessen im Rheinland.

Herren mit längerer, praktischer Tätigkeit im Stahlhoch- und Brückenbau, die bei Behörden und Firmen im rheinischen Gebiet gut eingeführt sind, wollen ihre ausführliche Bewerbung mit Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften, unter Angabe der bisherigen Tätigkeit und Gehaltsansprüche, richten unter „Der Bauingenieur 165“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Stahlbauingenieur

erste Kraft, mit langjährigen Erfahrungen in dem Entwurf und der Berechnung von Stahlhoch- und Brückenbauten zur selbstständigen Bearbeitung größerer Stahlbauprojekte, im Innen- und Außendienst, von größerer Stahlbaufirma im Rhein-Main-Gebiet **sofort gesucht**.

Angebote unter „Der Bauingenieur 169“ an den SPRINGER-VERLAG, Anzeigenabtlg., Berlin W 35, Reichpietschufer 20 erbeten

Angesehenes Industrieunternehmen mit mehreren Werken sucht für den Fabrikbau möglichst akademisch gebildeten

Bauingenieur

mittleren Alters mit Erfahrungen im Entwurf, Berechnung (guter Statiker), Ausschreibung und Bauleitung.

Bewerbungen mit Zeugnisabschriften, Lichtbild, Referenzangaben, Gehaltsanforderungen und Eintrittstermin unter BH 1828 an Ann.-Expedition Jak. Vowinkel, W.-Elberfeld

Jüngerer fähiger

BAUTECHNIKER

für Entwurf und Ausführung von umfangreichen Maschinen-Fundamenten von Maschinenfabrik

sofort in Stellung gesucht.

Zum Aufgabenbereich gehört die Festlegung der Kabelführungen, der Entwässerungsleitungen, Grubenabdeckungen, Schutzvorrichtungen usw.

Angebote unter 278 an Westdeutsche Anzeigen-Gesellschaft, Düsseldorf, Leopoldstr. 9

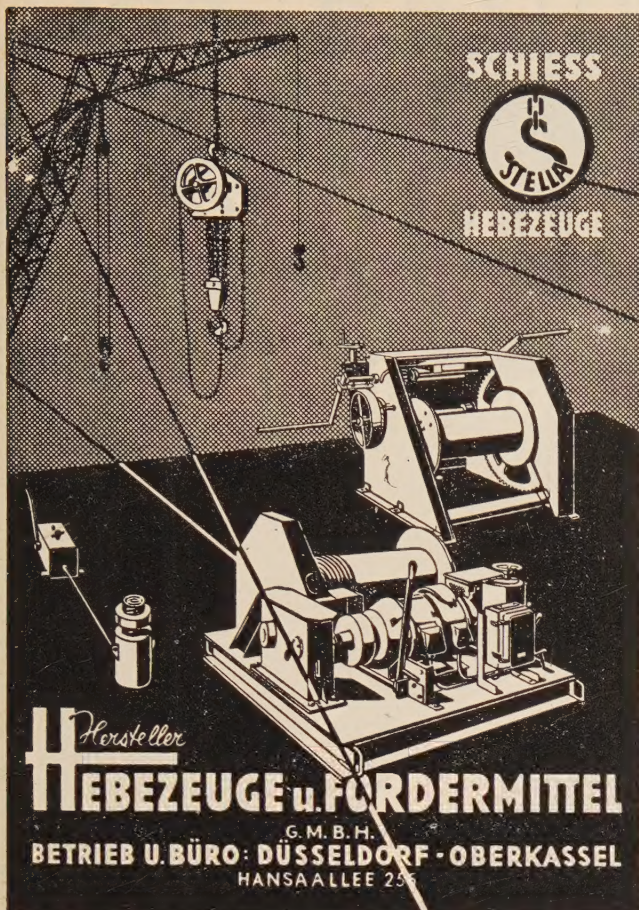
Montageingenieur

Von niedersächsischer Stahlbaufirma wird

mit guten statischen und konstruktiven Kenntnissen zur Unterstützung der Montageleitung zum baldigen Eintritt

gesucht.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Foto und Zeugnisabschriften sowie Referenzen bei Bekanntgabe der Gehaltsansprüche sind zu richten unter „Der Bauingenieur 167“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.



SCHIESS
HEBEZEUGE

Hersteller
HEBEZEUGE u. FÖRDERMITTEL
G. M. B. H.
BETRIEB U. BÜRO: DÜSSELDORF - OBERKASSEL
HANSA ALLEE 25

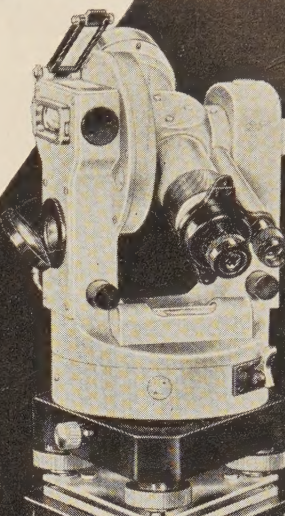
ZEISS
TACHYMETER - THEODOLITE
BAU- UND ING.-NIVELLIERE
DOPPELWINKELPRISMEN
VERMESSUNGS-INSTRUMENTE

von hoher Güte

CARL ZEISS JENA

Anfragen 10/F erbittet

OPTIK CARL ZEISS JENA VEB



BAUWAGEN
Wohnwagen, Steinsetzwagen, Gerätewagen, Schubkarren u. ä. fertigt kurzfristig in guter Ausführung ohne Materialabgabe
B. Mitritzki, Fahrzeugbau, (15a) Erfurt
Stalinallee 186. Telefon 37 75

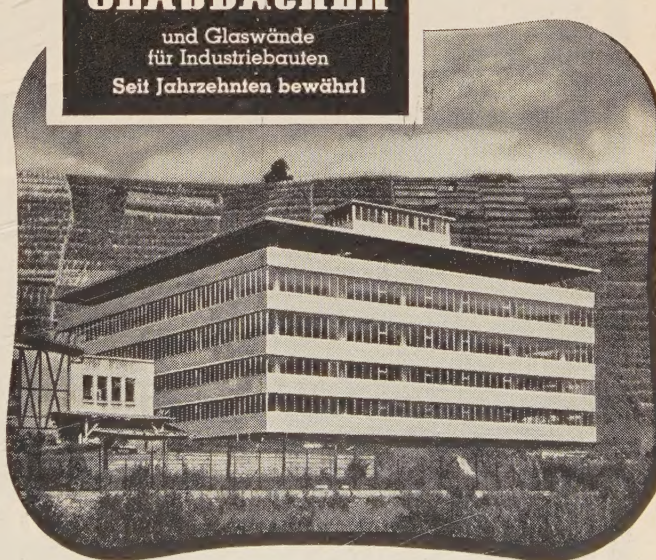


MATH.-GEOD.-INSTRUMENTE
DENNERT & PAPE, HAMBURG-ALTONA



Hoch-, Tief- und Eisenbetonbau
Heinr. **MÖWES** & CO. KG.
GÜTERSLOH/WESTF.

Eberspächer
KITTLOSE GLASDÄCHER
und Glaswände für Industriebauten
Seit Jahrzehnten bewährt!



J. EBERSPÄCHER
ESSLINGEN/NECKAR

WEMA

Lauchhammer

Maschinenbau und Stahlbau



WATENSTEDT · SALZGITTER

Der Baugrund als Federung und Dämpfung schwingender Körper.

Von Prof. Dr.-Ing. Hans Lorenz, Berlin-Tempelhof.

Die Frage, welchen Einfluß der Baugrund als federndes und dämpfendes Medium auf periodisch oder stoßweise beanspruchte Fundamente ausübt, ist in Deutschland seit etwa 20 Jahren, in jüngster Zeit auch in Schweden, Amerika und England Gegenstand eingehender wissenschaftlicher Untersuchungen gewesen. Bekanntlich ist diese Frage bei der Bemessung von Maschinenfundamenten von Bedeutung, bei der es ja vor allem darauf ankommt, die Eigenfrequenzen des schwingenden Systems möglichst weit ab von der Betriebsdrehzahl der Maschine zu legen. Bisher wurde die Federung in wenig befriedigender Weise durch Einführung zweier Kennzahlen, der sog. dynamischen Bettungs- und Schubziffer, in den Schwingungsberechnungen berücksichtigt, worüber in der Literatur Grundsätzliches und auch Zahlenwerte für verschiedene Bodenarten zu finden sind [1], [2]. Diese Zahlenwerte stammen aus dynamischen Untersuchungen [3], deren Auswertung aber insofern Schwierigkeiten macht, als drei Werte auf die gemessene Eigenschwingungszahl Einfluß erhalten, die bei den Versuchen nicht in derselben Größe eingesetzt werden können, die sie bei den zu errichtenden Maschinenfundamenten annehmen. Es handelt sich hierbei um die Grundfläche, um das Gewicht des Schwingers, daraus um die statische Bodenpressung und schließlich um die Fliehkräfte aus den Exzentermassen, die mit dem Quadrat der Frequenz und mit dem Schwerpunktsabstand von der Drehachse wachsen. Man hat sich bisher in der Weise zu helfen versucht, daß man Apparaturen schuf, die eine weitgehende Variation dieser drei Größen gestatten, so daß man durch Inter- und Extrapolation der Ergebnisse auch Schlüsse auf die zu erwartenden federnden Eigenschaften des Baugrundes ziehen konnte, wenn die Abmessungen der zu erbauenden Maschinenfundamente die entsprechenden Versuchswerte erheblich überschreiten. Es ergibt sich hieraus, daß es sich bei den Tafelwerten für die dynamische Bettungs- und Schubziffer nicht um reine Bodenkonstanten handeln kann, sondern daß sie vom Gewicht des schwingenden Körpers, seiner Grundfläche und von der Erregerkraft abhängen.

1. Harmonische Schwingungen.

Die bisherige Auswertung durchgeführter Versuche ging von der einfachsten physikalischen Annahme aus, daß der Schwinger einen auf der Federung des Bodens gestützten schwingenden Massenpunkt darstellt. Bei solchen Schwingungssystemen ist die Eigenfrequenz von der Größe der Erregerkraft unabhängig und wird nur durch die Federkonstante, Dämpfung und schwingende Masse bestimmt. Alle dynamischen Bodenuntersuchungen zeigen aber, daß die Eigenfrequenz deutlich mit der Größe der Erregerkraft abnimmt. Man hat bisher diese altbekannte Beobachtung durch ein Anwachsen der mitschwingenden Bodenmasse erklärt [2]. Eine weitere Beobachtung, wonach die Eigenfrequenz mit der Flächengröße bei konstant gehaltener statischer Bodenpressung steigt, beweist jedoch die Haltlosigkeit dieser Annahme. Wenn überhaupt ein von der Grundflächengröße abhängiger Erdkörper in die Schwingungsberechnung eingeht, dann müßte die Eigenfrequenz mit der Flächengröße abnehmen und nicht wachsen.

Auf dem Wege, eine den wirklichen Verhältnissen besser entsprechende physikalische Annahme zu treffen, aber auch als Endergebnis elastische Kennzahlen für Schwin-

gungsberechnungen zu erhalten, die reine Bodenkonstanten sind, hat Ehlers [4] einen erheblichen Schritt vorwärts getan. Zunächst sollen die theoretischen Ergebnisse dieses Aufsatzes mit zahlreichen Versuchsergebnissen auf verschiedensten Bodenarten verglichen werden, um vom experimentellen Standpunkt aus ein Urteil über die Anwendbarkeit der Ehlersschen Ergebnisse abgeben zu können. Daß erst mehrere Jahre nach Erscheinen dieser Arbeit diese auch von Ehlers als unbedingt erforderlich bezeichnete Kontrolle ausgeübt wird, liegt daran, daß seit 1942 in Deutschland für wissenschaftliche Arbeiten wenig Gelegenheit vorhanden war und daß das nach dem Zusammenbruch verstreute Material erst wieder gesammelt werden mußte.

Ehlers kommt mit einem einfachen Ansatz über die Form des von Schwingungen des Erregers in Anspruch genommenen Bodenkörpers und unter der Annahme eines elastisch-isotropen Halbraumes zu dem Ergebnis, daß das Verhältnis des Dämpfungswiderstandes zur Federkonstanten proportional ist dem Verhältnis aus der Wurzel der Grundfläche zur Fortpflanzungsgeschwindigkeit der elastischen Wellen im Boden. Aus diesem Gesetz folgt er, daß der Dämpfungswiderstand mit der Wurzel der Grundfläche wachsen muß, daß es somit einen Grenzwert für die Grundfläche gibt, bei dem aperiodische Dämpfung auftritt, so daß für solche und größere Grundflächen Resonanzerscheinungen nicht mehr zu befürchten sind.

Zunächst ist festzustellen, daß es sich bei der Ehlersschen Definition der Fortpflanzungsgeschwindigkeit $v = \sqrt{E/\mu}$ offenbar um eine Verwechslung des E -Moduls mit dem Schubmodul handelt. Der Ausdruck für die Longitudinalgeschwindigkeit lautet nämlich [5]

$$v_k = \sqrt{\frac{m(m-1)}{(m+1)(m-2)} \frac{E}{\mu}}, \text{ wonach } v_k \neq \sqrt{\frac{E}{\mu}};$$

für die Transversalgeschwindigkeit ergibt sich dagegen $v_t = \sqrt{G/\mu}$, wobei G den Schubmodul und μ die Dichte bedeuten. Ehlers setzt voraus, daß die Federkonstante und die Fortpflanzungsgeschwindigkeit von der Flächengröße unabhängig sind. Die Berechtigung dieser Voraussetzung wird anschließend noch untersucht. Eine Überprüfung der zahlreichen Versuchsergebnisse zeigt zunächst das mit dem vorstehenden Gesetz durchaus übereinstimmende Ergebnis, daß bei konstanter statischer Bodenpressung σ_{st} (Schwingergewicht : Grundfläche), aber veränderlicher Grundfläche die Resonanzamplituden mit wachsender Flächengröße stark abnehmen. Wie aus [2] und [3] ersehen werden kann, ist bei allen neueren Schwingungsversuchen in Deutschland mit einer Normalapparatur gearbeitet worden, die ein durch Zusatzplatten veränderliches Schwingergewicht von 675, 1350 und 2700 kg und Flächengrößen von $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ und 1 m^2 wahlweise anzuwenden gestattet. Um z. B. mit einer gleichen statischen Bodenpressung $\sigma_{st} = 0,27 \text{ kg/cm}^2$ zu arbeiten, wurden die Kombinationen $2,7 \text{ t} - 1 \text{ m}^2$, $1,35 \text{ t} - \frac{1}{2} \text{ m}^2$ und $0,675 \text{ t} - \frac{1}{4} \text{ m}^2$ verwandt.

Zur Auswertung der Dämpfungskonstanten aus Amplituden-Frequenz-Diagrammen (Resonanzkurven) gibt es bei Schwingungserregung durch Fliehkräfte praktisch zwei Wege:

a) Die Amplitudenasymptote für sehr hohe Frequenzen wird in Beziehung gesetzt zur Resonanzamplitude.

Die Amplitude für weit über der Resonanzfrequenz liegende Drehzahlen ergibt sich aus

$$A = \frac{m_0 \cdot r \cdot \omega^2}{M \sqrt{(\alpha^2 - \omega^2)^2 + 4 \lambda^2 \omega^2}}$$

$$\text{mit } \omega = \infty \text{ zu } A_\infty = \frac{m_0 r}{M}$$

Hier bedeuten: m_0 die Masse der Exzenter, r die Exzentrizität, M die schwingende Masse, α die Eigenfrequenz des ungedämpften Systems, λ eine Dämpfungskonstante $= \frac{b}{2M}$ in der Dimension einer Frequenz.

Die Resonanzamplitude ergibt sich mit $\omega = \alpha$ zu

$$A_r = \frac{m_0 r \alpha^2}{2 M \lambda \alpha} = \frac{m_0 r \alpha}{2 M \lambda} \quad (1)$$

$$\text{Somit wird das Verhältnis } \frac{A_\infty}{A_r} = \frac{2 \lambda}{\alpha} = \frac{b}{\sqrt{c M}}$$

Dieses Verhältnis ist aber gleich dem doppelten Dämpfungswert D nach Ehlers. Um die Amplitudenasymptote für große Erregerfrequenzen aus den Schwingungsmessungen entnehmen zu können, ist es notwendig, die Erregerfrequenz auf ein Mehrfaches der Resonanzfrequenz zu steigern. Da dies nicht bei allen Untersuchungen geschehen ist, muß auch noch ein anderes Auswertungsverfahren beschrieben werden:

b) Mit dem bekannten Wert $m_0 r$ ergibt sich aus Gl. (1) $b = \frac{m_0 r \alpha}{A_r}$. Für die Dämpfungskonstante ist also die ungedämpfte Eigenfrequenz α und die bei dieser Frequenz gemessene Resonanzamplitude A_r maßgebend.

In der Tabelle 1 sind Ergebnisse von Schwingungsuntersuchungen an 7 Stellen der Kompressorenanlage für das Buna-Werk Hüls/Westf. zusammengestellt. Die Versuchseinrichtung entsprach bezüglich Flächengröße, Gewicht, somit statischer Bodenpressung, den für die Normalapparatur angegebenen Werten.

Tabelle 1.

Standort	Wert	Dimension	$G = 2700 \text{ kg}$ $F = 1 \text{ m}^2$	$G = 1350 \text{ kg}$ $F = 0,5 \text{ m}^2$	$G = 675 \text{ kg}$ $F = 0,25 \text{ m}^2$
1	α	sec^{-1}	—	19,0	16,6
	A_r	mm	2,5	6,1	9,8
	b	kg s/cm	—	3,11	1,7
2	α	sec^{-1}	19,5	17,6	15,0
	A_r	mm	3,0	6,2	10,0
	b	kg s/cm	6,5	2,84	1,5
3	α	sec^{-1}	—	17,0	16,0
	A_r	mm	2,1	6,0	8,1
	b	kg s/cm	—	2,84	1,98
4	α	sec^{-1}	18,0	16,0	13,3
	A_r	mm	3,3	6,2	7,6
	b	kg s/cm	5,5	2,60	1,75
5	α	sec^{-1}	18,0	16,0	15,0
	A_r	mm	3,0	6,2	9,1
	b	kg s/cm	6,0	2,58	1,65
6	α	sec^{-1}	18,0	15,5	13,0
	A_r	mm	3,3	7,0	10,6
	b	kg s/cm	5,5	2,22	1,23
7	α	sec^{-1}	19,5	18,0	17,0
	A_r	mm	3,3	5,6	6,2
	b	kg s/cm	5,9	3,22	2,74

α = Eigenfrequenz; A_r = max. Amplitude; b = Dämpfung
 G = Gewicht; F = Fläche

Die Tabelle zeigt, daß die Dämpfungskonstante b mit der Flächengröße F ansteigt, aber nicht mit der Wurzel aus der Fläche, sondern etwa proportional der Fläche.

Wenn also trotz dieser, übrigens aus zahlreichen Versuchsreihen erhärteten Feststellung das Ehlerssche Gesetz gelten soll, dann darf die Feder„konstante“ nicht als fester Wert angesetzt, sondern muß ebenfalls als veränderlich angesehen werden.

Die Auswertung der Federkonstanten c gelingt ohne Schwierigkeiten — immer unter der Annahme des schwingenden Massenpunktes — nach der Beziehung $\alpha^2 = c/M$ und ergibt einen Funktionszusammenhang, der etwa der 4. Wurzel aus der Fläche entspricht. Daraus folgt: Wenigstens in dem Meßbereich, d. h. zwischen den Flächengrößen $\frac{1}{4}$ bis 1 m^2 , ist die Abhängigkeit der Dämpfungskonstanten von der Flächengröße viel stärker, als Ehlers angenommen hatte. Ebenfalls mit der Flächengröße wächst aber — allerdings nach einer schwächeren Funktion — auch der Federungswert c , d. h. trotz gleicher statischer Bodenpressung erscheint der Boden bei größeren Flächen härter.

Somit wäre aus den Versuchsergebnissen das erste Hauptergebnis der Ehlersschen Arbeit mit vorstehenden Einschränkungen bestätigt, wenn nicht Erfahrungstatsachen gegen seine Verallgemeinerung sprächen. Schon in der ersten Veröffentlichung über dynamische Bodenuntersuchungen [3] wurden Versuche erwähnt, die mit einer Flächengröße von 1 m^2 , jedoch mit einem Schwingergewicht von nur 1400 kg ausgeführt sind, also eine Bodenpressung von $0,14 \text{ kg/cm}^2$ besaßen und trotzdem keineswegs aperiodische Dämpfung ergaben, sondern ausgesprochene Resonanzmaxima lieferten. Aber auch Schwingungsmessungen an großen Dampfturbinenfundamenten, bei denen die Flächengröße weit über der von Ehlers angenommenen Grenzzahl von 25 m^2 , die Bodenpressung jedoch etwa in der Größenordnung von 1 kg/cm^2 lag, ergaben in mehreren Fällen eindeutig Resonanzkurven des gesamten Turbinenfundamentes auf dem Baugrund. Die Meßergebnisse sind zum Teil veröffentlicht worden [6]. Es ergibt sich also, daß doch noch ein wesentlicher Punkt unberücksichtigt geblieben ist.

2. Pseudoharmonische Schwingungen.

Die Vermutung, daß der Baugrund eine wesentliche Voraussetzung für eine harmonische Schwingung, nämlich das Hookesche Gesetz, nicht erfüllt, ist schon mehrfach [7] geäußert worden. Alle Versuche, diesen Nachweis analytisch zu führen, scheiterten an den mathematischen Schwierigkeiten. Einen einfachen Weg, diese zu umgehen, zeigt Den Hartog [8]. Betrachtet man als Teillösung nur die erzeugte Schwingung eines ungedämpften Systems, so lautet die Ausgangsgleichung mit konstanter Erregeramplitude P_0

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + f(x) = P_0 \cos \omega t.$$

Nimmt man $f(x)$ als mit der Kreisfrequenz $x = x_0 \cos \omega t$ wechselnd etwa in der Form $f(x) = f(x_0) \cos \omega t$ an, so wird

$$-m \omega^2 x_0 + f(x_0) = P_0$$

oder

$$f(x_0) = P_0 + m \omega^2 x_0. \quad (2)$$

Diese Ableitung gibt die Möglichkeit, die weitere Untersuchung zeichnerisch fortzusetzen. Ist nämlich die Werkstoffcharakteristik $f(x_0)$ bekannt, so stellt in einem rechtwinkligen Achsenkreuz gemäß Abb. 1 a, in dem auf der x -Achse die Amplituden x_0 , auf der Ordinatenachse die Erregerkräfte aufgetragen sind, der rechte Teil der Gl. (2) eine gerade Linie dar, deren Ordinatenabstand P_0 und deren Neigung $m \omega^2$ ist. Werden diese Geraden mit der Darstellung der Funktion $f(x_0)$ zum Schnitt gebracht, so ergeben sich die Maximalamplituden x_0 während jeder Periode. Ihre Auftragung als Funktion der Frequenz ω ergibt die Resonanzkurve.

Daß dieses Verfahren trotz seiner verblüffenden Einfachheit hinreichend genau ist, läßt sich leicht dadurch zeigen, daß man harmonische Resonanzkurven nach diesem Verfahren mit einer dem Hookeschen Gesetz entsprechenden Funktion $f(x_0)$ ermittelt und das Ergebnis

mit dem analytischen vergleicht. Abb. 1a zeigt gestrichelt die geradlinig angenommene Kennlinie unter dem Winkel c zur Waagrechten und im Abstand P_0 über der x -Achse den Ausgangspunkt der Strahlen, deren Neigung gegen die Horizontale $M\omega^2$ beträgt. Die Abszissen ihrer Schnittpunkte mit der Kennlinie sind die gesuchten Amplituden (Abb. 1b). Der zur Kennlinie parallele Strahl liefert die unendliche Resonanzamplitude, der waagrechte Strahl für $\omega = 0$ den Amplitudenwert $\frac{P_0}{c}$ und der vertikale Strahl für $\omega = \infty$ die Amplitude Null. Die Schnittpunkte mit der ebenfalls in Abb. 1a eingezeichneten

dargestellte harmonische Resonanzkurven mit quadratischer Erregung für verschiedene Festwerte $K = \frac{m_0 r}{M}$. Es ergibt sich das bekannte Bild, wonach die Amplituden sich entsprechend der Vergrößerung der Exzentrizität erhöhen, die Resonanzfrequenz jedoch von dieser Vergrößerung unberührt bleibt. Anders das Ergebnis bei pseudoharmonischen Schwingungen. Hier zeigt dieselbe Abbildung, daß zwar mit Verdoppelung der Exzentrizität eine Vergrößerung, jedoch keine Verdoppelung der Amplituden stattfindet und daß, was von besonderer Bedeutung ist,

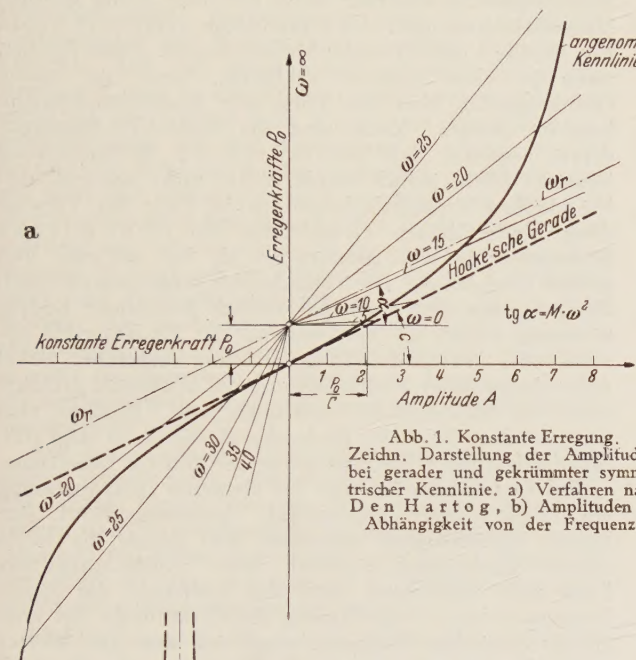


Abb. 1. Konstante Erregung. Zeichn. Darstellung der Amplituden bei gerader und gekrümmter symmetrischer Kennlinie. a) Verfahren nach Den Hartog, b) Amplituden in Abhängigkeit von der Frequenz.

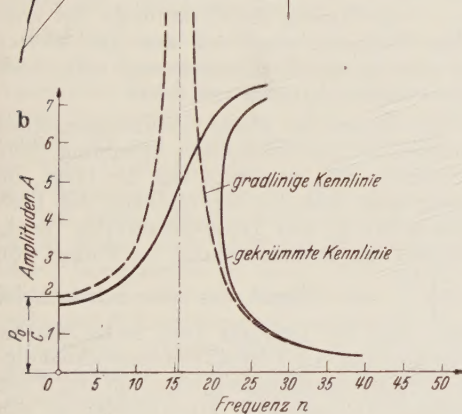
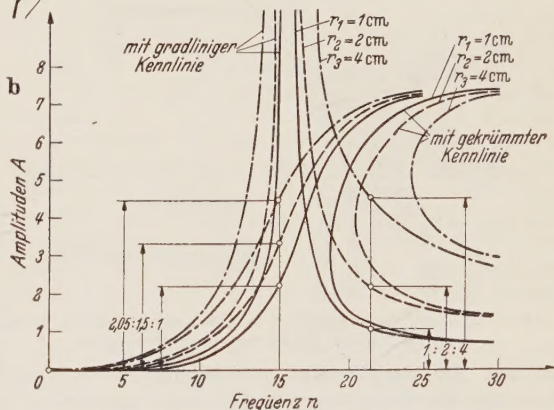
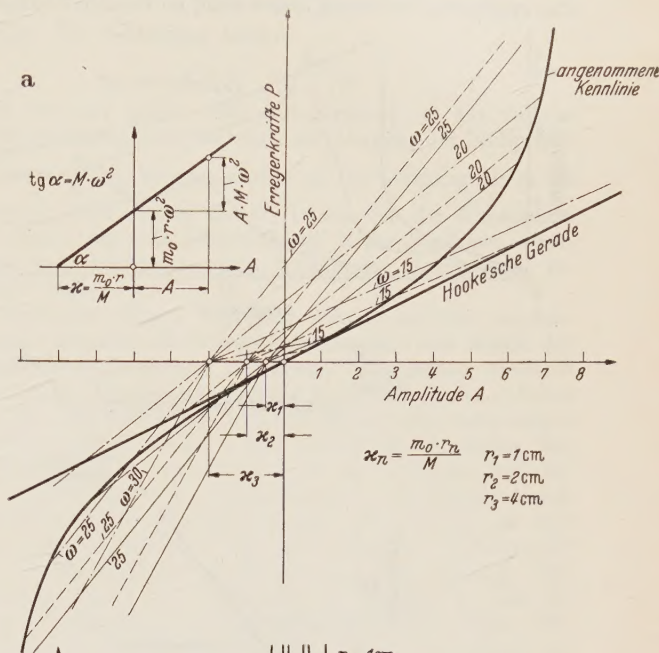


Abb. 2 (rechts). Frequenzabhängige Erregung. Zeichn. Darstellung der Amplituden bei gerader und gekrümmter symmetrischer Kennlinie. a) Abgewandeltes Verfahren nach Den Hartog, b) Amplituden in Abhängigkeit von der Frequenz bei verschiedenen Exzentrizitäten.



ten krummen Kennlinie liefern eine stark nach rechts überkippte Resonanzkurve, wobei zu beachten ist, daß zu gewissen Frequenzen gehörende Strahlen drei Schnittpunkte mit der Kennlinie aufweisen. Von größerer praktischer Bedeutung ist dieselbe Untersuchung, aber mit einer Erregerkraft proportional dem Quadrat der Frequenz. Dann liegt der Ausgangspunkt des Strahlenbüschels in der negativen x -Achse im Abstand $\frac{m_0 r}{M}$ vom Ursprung.

Der Ordinatenabschnitt ist für jeden Strahl gleich der Erregerkraft $m_0 r \omega^2$, die Neigung wieder $M\omega^2$. Eine solche Darstellung zeigt Abb. 2a, während die hieraus gefundene Amplitudenkurve für geradlinige und krummlinige Charakteristik in Abb. 2b dargestellt ist.

Von besonderer Bedeutung ist die Frage, ob bei pseudoharmonischen Schwingungen, d. h. Schwingungen, deren Rückstellkraft nicht der Auslenkung proportional ist, die also nicht dem Geradenliniengesetz entspricht, die Vergrößerung der Erregerkraft einen Einfluß auf die Resonanzlage besitzt. Abb. 2b zeigt nach dem graphischen Verfahren

die Amplitudenkurve mit wachsender Exzentrizität eine Rechtsverschiebung aufweist. Der Berührungspunkt, der die Frequenz angibt, in dem die überkippte Resonanzkurve in ihrem absteigenden Ast eine vertikale Tangente besitzt, bewegt sich mit steigender Exzentrizität ebenfalls nach rechts, d. h. in Richtung der hohen Frequenzen. Die bei dynamischen Bodenuntersuchungen gemessenen Resonanzkurven weichen in ihrer Form häufig vom Verlauf harmonischer Amplituden ab, jedoch zeigen sie die Tendenz, zu den niedrigen Frequenzen überzukippen. Um zu prüfen, ob die in Abb. 1a und 2a angenommene Form der krummlinigen Charakteristik für den nicht voll-elastischen Baugrund zutrifft, ist das graphische Verfahren in umgekehrter Richtung, also zur Auswertung statt zur Darstellung der Resonanzkurven, angesetzt worden. Es wurde zunächst wieder eine Schwingungsaufnahme von der Baustelle Hüls i. Westf. benutzt. Die hierbei mit einem Schwingergewicht von 675 kg auf einer Grundfläche von $\frac{1}{4} m^2$ aufgenommenen Resonanzkurven mit den Exzentrizitäten 10° , 20° und 30° sind in Abb. 3a dargestellt. Das

Exzentergewicht war etwa 24 kg, die Exzentrizitäten 10, 20 und 30° entsprechen einem Schwerpunktabstand der rotierenden Exzentermassen von der Drehachse von etwa 1, 2 und 3 cm. Um die Auswertung nach dem geschilderten graphischen Verfahren durchzuführen, ist entsprechend den vorstehenden Ausführungen der Wert $m_0 r/M$ auf der negativen Abszissenachse vom Koordinatenursprung aus aufzutragen. Dieser Wert errechnet sich aus den Versuchsbedingungen zu 0,037 cm bei Exzentrizität 10°, 0,074 cm bei 20° und 0,111 cm bei 30°. Wird nun in dem bei der Messung benutzten Frequenzbereich von 10–35 Hz das graphische Verfahren angewandt, so brauchen lediglich

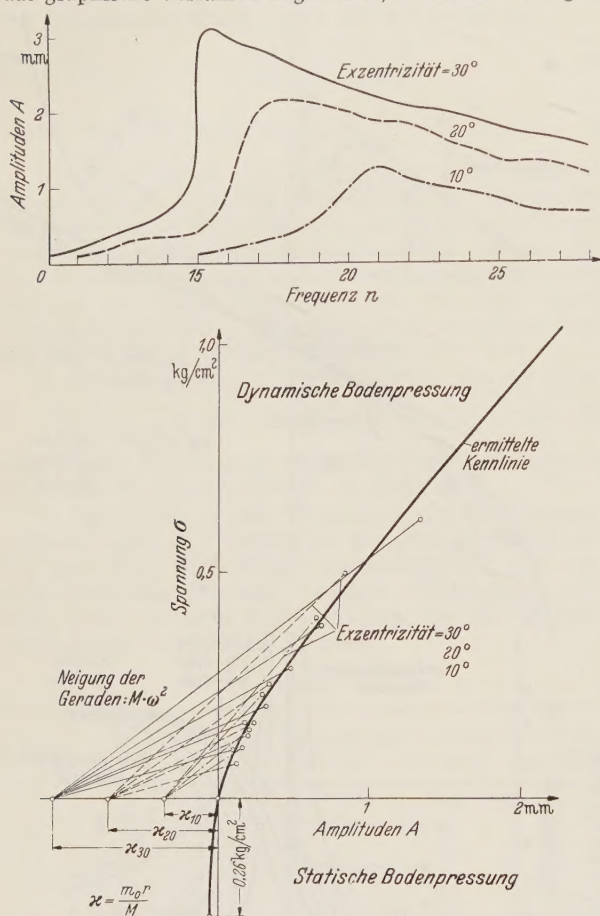


Abb. 3. a) Gemessene Amplituden in Abhängigkeit von der Frequenz.
b) Auswertung gemessener Amplitudenkurven.

die aus der Amplitudenkurve bekannten x_0 -Werte mit dem für die entsprechende Frequenz gezogenen Strahl zum Schnitt gebracht zu werden. Die Verbindungslinie dieser Schnittpunkte gibt die Bodencharakteristik. Die Auswertung wurde mit den Exzentrizitäten 10°, 20° und 30° vorgenommen und das Ergebnis in Abb. 3 b dargestellt. Hierbei wurde die Feststellung gemacht, daß die Bodencharakteristik nicht — wie bisher angenommen — einen mit wachsender Normalspannung zunehmenden Elastizitätsmodul, also eine Krümmung nach oben in der Darstellungsweise der Abb. 1 und 2 ergab, sondern daß für sehr kleine Normalspannungen ein sehr großer Elastizitätsmodul vorhanden ist, der mit wachsender Normalspannung abnimmt und tangential in einen konstanten Wert übergeht.

Diese Erkenntnis bedarf noch weiterer Beweise. Zunächst ist festzustellen, daß die Auswertung der mit den Exzentrizitäten 20 und 30° gewonnenen Kurven der Abb. 3a dieselbe Bodencharakteristik ergibt und daß mit dieser Charakteristik rückwärts ermittelte Resonanzkurven sich im aufsteigenden Ast vollkommen mit den aufgemessenen decken. Die bisher ungeklärte Erscheinung des Abnehmens der Eigenfrequenz mit wachsender Exzentrizität scheint

somit durch Einführung einer nach unten gekrümmten Bodencharakteristik gedeutet zu sein. Auch die Tatsache, daß entgegen den Ergebnissen der Theorie für harmonische Schwingungen die Amplitudenwerte mit steigender Exzentrizität bei den Messungen zwar anwachsen, jedoch sich nicht entsprechend dem Verhältnis der Exzentrizität verdoppeln und verdreifachen, findet ihre Erklärung durch Darstellung der Resonanzkurven aus der durch Auswertung gefundenen Bodencharakteristik.

Eine weitere bisher ungeklärte Erscheinung bei der Durchführung dynamischer Messungen war die häufig bestätigte Tatsache, daß Resonanzkurven wachsende Eigenfrequenzen ergaben, wenn bei sonst völlig gleichen Versuchsbedingungen die Grundfläche vergrößert wurde. Die Tabelle 1 enthält solche Meßergebnisse. Diese Erscheinung ist ohne weiteres erklärlich, wenn die neuen Gesichtspunkte über die Form der Bodencharakteristik beachtet werden. Zwar sind die Versuchsbedingungen derart gewesen, daß die statische Bodenpressung konstant blieb, jedoch wurde bisher nicht beachtet, daß bei gleichen Versuchsbedingungen im Falle der Verwendung einer kleinen Grundfläche die dynamische Bodenpressung eine größere ist als bei mittlerer und großer Grundfläche. Die Versuche mit wachsender Grundfläche wurden also zwar mit statisch konstanter Bodenpressung, jedoch mit entsprechend der Flächengröße abnehmender dynamischer Bodenpressung ausgeführt, wobei unter dynamischer Bodenpressung die Fliehkraft dividiert durch die Flächengröße verstanden wird. Beachtet man die gefundene Form der Bodencharakteristik, so zeigt sich, daß der kleineren Bodenpressung der größere Elastizitätsmodul zuzuordnen ist, also der kleineren Bodenpressung ein relativ harter Untergrund, dementsprechend eine höhere Eigenfrequenz zukommt, also gerade die beobachtete Erscheinung eintreten muß. Auch quantitativ kann man nachweisen, daß das Ansteigen der Eigenfrequenz infolge Vergrößerung der Grundfläche bei konstanter statischer Bodenpressung sich mit den Werten deckt, die man nach graphischer Bestimmung einer nach unten gekrümmten Bodencharakteristik erhält.

Wenn aber der Boden für kleine Spannungen einen großen Elastizitätsmodul, mit wachsender Spannung einen abnehmenden besitzen soll, so erhebt sich die Frage, ob diese Erscheinung nicht auch bei der Messung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Transversalwellen beobachtet werden müßte, die ja entsprechend der Formel von

$$\text{Love [9]} \quad v_t = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

der Wurzel aus dem Schubmodul proportional ist. Aus der Literatur sind zwar Ansätze bekannt, die Veränderung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit im Boden unter Berücksichtigung eines mit der Tiefe steigenden E -Moduls zu ermitteln. Hier handelt es sich aber nicht um einen ortsveränderlichen Elastizitätsmodul, sondern um die Auswirkung eines spannungsveränderlichen Elastizitätsmoduls bzw. Schubmoduls. Bekanntlich stehen ja Elastizitätsmodul und Schubmodul durch die Poisson'sche Zahl in Beziehung. Wenn auch über die Wirkung eines spannungsveränderlichen Elastizitätsmoduls in der bisherigen bodenmechanischen Literatur nichts zu finden ist, so wird doch der Annahme, daß die Fortpflanzungsgeschwindigkeit frequenzabhängig ist, ein weiterer Raum gewidmet. Insbesondere haben Ramspeck [10], Köhler [5] und Schultze [10] diese Erscheinung eingehend untersucht und sie als ein Analogon zur Optik mit Dispersion im Boden bezeichnet. Die betr. Meßergebnisse zeigen deutlich, daß mit Zunahme der Frequenz die Fortpflanzungsgeschwindigkeit absinkt. Sowohl für sehr kleine wie für sehr große Frequenzen stellen sich in den sog. Dispersionskurven horizontale Asymptoten ein. Entsprechend den Ableitungen von Love und Lord Rayleigh [11] sind Dispersionserscheinungen nur in geschichtetem Boden möglich. Man hat daher bisher den Schluß gezogen, daß der Baugrund geschichtet sein muß,

wenn die gemessenen Fortpflanzungsgeschwindigkeiten der Transversalwellen frequenzabhängig sind, und hat nach R a m s p e c k [10] Formeln ermittelt, die auf Grund des Dispersionsgesetzes die Tiefenlage der Schichtgrenze zu errechnen gestatten.

Bei allen diesen Versuchen ist aber nicht beachtet worden, daß die verwendeten Erregermaschinen, die mit rotierenden Exzentermassen arbeiteten, mit wachsender Frequenz eine mit dem Quadrat der Frequenz vergrößerte Fliehkraft erzeugt. Man darf also nicht von einer Frequenzabhängigkeit sprechen, wenn die Fliehkraft in stärkerem Maße als die Frequenz geändert und hieraus eine Beeinflussung der gemessenen Fortpflanzungsgeschwindigkeiten beobachtet wird. Berücksichtigt man die gekrümmte Charakteristik des Bodens und verwertet hieraus die Tatsache, daß mit zunehmender dynamischer Bodenpressung E und G abnehmen, so muß zwangsläufig entsprechend der Formel von Love die Fortpflanzungsgeschwindigkeit mit der Wurzel aus G kleiner werden. Benutzt man Zahlenwerte der zahlreichen Veröffentlichungen über die Dispersion und errechnet aus den Fortpflanzungsgeschwindigkeiten und den Frequenzen die Veränderung des Schubmoduls mit der dynamischen Bodenpressung, so zeigt sich ein Diagramm, das der Differentialkurve der Bodencharakteristik entspricht, mit anderen Worten: die beobachtete Erscheinung, daß die Fortpflanzungsgeschwindigkeiten mit der Frequenz abnehmen, ist nicht als Dispersion zu deuten; sie bestätigt vielmehr das Vorhandensein einer nach unten gekrümmten Bodencharakteristik (Abb. 3).

Auf Grund dieser Übereinstimmungen, die aus zwei völlig verschiedenen Untersuchungsgebieten stammen, läßt sich ein Gesetz über den Zusammenhang von Spannungen und Formänderungen im Boden ableiten, das mit Sicherheit für kleine Spannungen von kurzer Dauer gilt. Das Gesetz für diese im folgenden als „Mikrospannungen“ bezeichneten Beanspruchungen lautet:

Nichtvollelastische Werkstoffe, insbesondere solche, bei denen die Formänderung durch Kornumlagerungen oder Auspressen des Porenwassers verursacht wird, zeigen für kleine Spannungen einen hohen Elastizitäts- und Schubmodul, der mit wachsenden Spannungen abnimmt, um für eine Grenzspannung in den statischen Elastizitäts- bzw. Schubmodul tangential einzumünden¹.

Daß dieses offenbar nicht nur für den Boden gültige Gesetz bisher noch nicht bei Werkstoffprüfungen beobachtet, jedenfalls m. W. noch nicht veröffentlicht wurde, dürfte an der Tatsache liegen, daß es sich, wie die Bezeichnung Mikrospannungen andeuten soll, um einen verhältnismäßig kleinen Bereich in der Nähe des Koordinatenursprungs handelt und daß Abweichungen vom Geradliniengesetz in diesem Bereich, wenn überhaupt festgestellt, bisher wahrscheinlich als Streuungen und Meßungenauigkeiten gedeutet worden sind.

Für den Boden, für den die vorstehenden Untersuchungen in erster Linie gelten, ist eine Erklärung dieser Vorgänge meiner Ansicht nach nur für bindige Böden möglich. Der Mikrospannung wirkt das Porenwasser mit seiner sehr hohen Steifigkeit entgegen, die Spannung wirkt somit zunächst auf einen sehr harten Baugrund. Erst vergrößerte periodische Spannungen sind in der Lage, eine pulsierende Porenwasserströmung einzuleiten und damit durch Austritt des Wassers aus den Poren die eigentliche Elastizität des Korngerüsts wirksam zu machen. Somit muß mit steigender Spannung der gemessene E - und G -Modul kleiner werden.

Für die Praxis wird es notwendig sein, die ermittelte Bodencharakteristik nicht nur durch ein Schaubild, sondern auch durch entsprechende Kennzahlen anzugeben. Hierzu muß die Form der ermittelten Kurve durch eine Funktion erfaßt werden, an die folgende Bedingungen zu stellen sind: Für die Spannung Null soll die Formände-

rung gleich Null, für die Spannung unendlich die Formänderung unendlich sein. Da der Elastizitätsmodul die Tangente an die Charakteristik darstellt, muß die erste Ableitung der gewählten Funktion für die Stelle $x = 0$ unendlich werden, da der Boden für Spannungen Null angenähert unendlich hart sein soll. Für die Spannung unendlich muß sich dagegen dem vorstehenden Gesetz entsprechend eine konstante Tangente einstellen.

Die vier Bedingungen werden am einfachsten durch die Funktion

$$y = a \cdot x + \frac{bx}{x+c}$$

erfüllt. Die Ableitung lautet:

$$y' = a + \frac{bc}{(x+c)^2}$$

Man erkennt leicht, daß die Steigung y' für höhere Werte x dem Wert a zustrebt; die Steigung im Nullpunkt $y'_0 = a + \frac{b}{c}$ ist also stets größer als die Steigung für große Werte x . Mit diesem Ansatz lassen sich die Konstanten a , b und c für jede Charakteristik leicht errechnen, wenn diese aus Untersuchungen bestimmter Bodenarten ermittelt wurde.

Nach dem obigen Verfahren wurden nun für verschiedene Bodenarten die Kennlinien bestimmt und wegen der Vergleichsmöglichkeiten auf einen einheitlichen Maßstab bezogen, wobei die Spannung σ in kg/cm^2 an der y -Achse und die Amplituden A in cm an der x -Achse aufgetragen wurden. Die Steigung y' hat dann die Dimension der Bettungsziffer kg/cm^3 . Es ist noch zu bemerken, daß für die Auswertung der aufgemessenen Amplitudenkurven zur Feststellung der Charakteristik des Bodens an sich eine Amplitudenkurve, die mit bekannter Exzentrizität der Versuchsapparatur aufgenommen wurde, genügt. Um die Genauigkeit der Ermittlung zu überprüfen und bei dieser Gelegenheit auch die Richtigkeit der obigen Ableitungen zu untersuchen, wurden aber stets Kurven mit drei verschiedenen Exzentrizitäten, nämlich 10° , 20° und 30° , ausgewertet. Da das graphische Verfahren nach D e n H a r t o g [8] nur für ungedämpfte pseudoharmonische Schwingungen gilt, muß bei der Auswertung das Kurvenstück außer Betracht bleiben, bei dem die Dämpfung auf die Amplitudenwerte einen nennenswerten Einfluß hat. Das ist selbstverständlich die Resonanzspitze. Die Auswertung muß sich also auf die auf- und absteigenden Amplitudenäste beschränken. Über die Auswertung des absteigenden Amplitudenastes bzw. über die Frage der Symmetrie der Kennlinie wird später noch das Nötige gesagt werden.

Bei der Auftragung der Bodencharakteristiken muß noch die statische Bodenpressung berücksichtigt werden. Das geschieht am besten, indem man auf der Ordinatenachse, die nach Spannungen beziffert ist, die statische Bodenpressung nach unten aufträgt. Diese Auftragung ist deswegen zweckmäßig, weil die Formänderungen aus der statischen Bodenpressung bei der Messung der Amplituden nicht unmittelbar erscheinen. Andererseits würde aber die Vernachlässigung der statischen Bodenpressung ein fehlerhaftes Bild ergeben, weil man dabei geneigt wäre, die Bodenkennlinie in den Nullpunkt des Achsenkreuzes zu ziehen. Man erkennt allerdings bei praktischer Auswertung für verschiedene Bodenarten sehr schnell, daß dies einen unzulässigen Zwang ergeben würde. Die Ordinaten der Kennlinie werden natürlich erst dann zu Null, wenn sowohl die dynamischen wie die statischen Spannungen verschwinden.

Unter Beachtung dieser Vorbemerkungen wurden nun in einem einheitlichen Maßstab für verschiedene Bodenarten die Kennlinien ausgewertet. Sie sind in Abb. 4 zusammengestellt und ergeben folgendes Bild: Bindige Bodenarten (Kurven Datteln) zeigen verhältnismäßig flachen Verlauf der Endgeraden und dementsprechend verhältnismäßig starke Krümmung der Charakteristik im Be-

¹ Neueste Versuche mit Moosgummi bestätigen diese Feststellung.

reich der kleinen und mittleren Spannungen. Rein kohäsionslose Bodenarten (Beispiel Fallersleben) zeigen weitgehend geradlinigen Verlauf der Charakteristik, aber — worauf besonders hinzuweisen ist — nicht ausgehend vom Nullpunkt der Gesamtspannungen, sondern ausgehend vom Nullpunkt der dynamischen Spannungen.

Aus den bisher ausgewerteten Bodenkennlinien darf der Schluß gezogen werden, daß man die Hauptbodenart aus der Krümmung der Charakteristik für kleine und

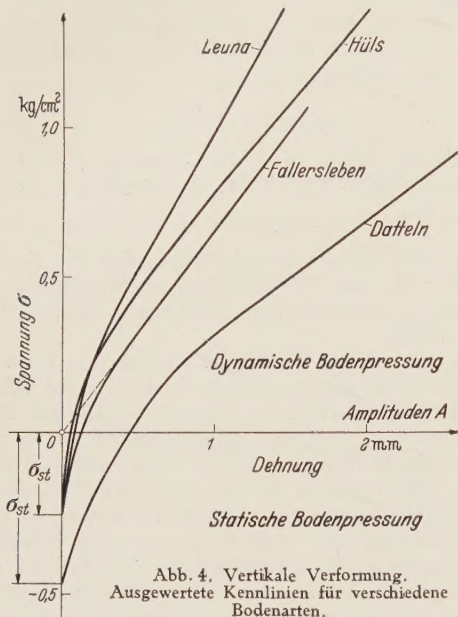


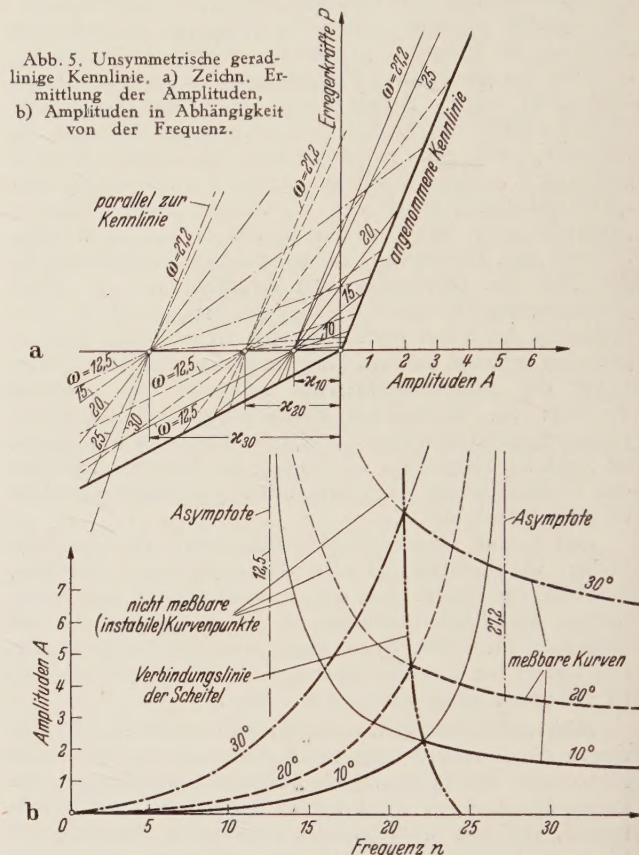
Abb. 4. Vertikale Verformung.
Ausgewertete Kennlinien für verschiedene
Bodenarten.

mittlere Spannungen erkennen kann. Je stärker diese Krümmung ist, um so mehr bindige Bestandteile sind am Bodenkörnergüst beteiligt.

Eine besondere Bedeutung kommt der Frage zu, welche Wirkung eine unsymmetrische Charakteristik auf das Schaubild der Amplituden besitzt. Eine Unsymmetrie in der Kennlinie des Boden bedeutet bekanntlich, daß die Formänderungen für gleichhohe Zug- und Druckspannungen verschieden groß sind. Es besteht kein Grund, anzunehmen, daß beim Boden die Formänderungen bei Zug und Druck dieselben sind, also Symmetrie im Spannungs-Dehnungs-Diagramm herrschen muß. Welchen Einfluß eine unsymmetrische Charakteristik auf die Amplitudenkurve hat, erkennt man am einfachsten aus Abb. 5a, in der eine geradlinige Charakteristik gewählt wurde, jedoch der Neigungswinkel der Geraden, also der Elastizitätsmodul für Zug und Druck, mit verschiedenen Werten, und zwar für Druck größer als für Zug, angesetzt worden ist.

Die nach dem mehrfach erwähnten graphischen Verfahren auf Grund dieser Charakteristik ermittelten Amplitudenkurven sind in Abb. 5b dargestellt. Die Amplitudenkurve besteht aus zwei sich kreuzenden Ästen. Der aufsteigende Ast hat eine vertikale Asymptote bei jener Frequenz, die einen zur Druckcharakteristik parallelen Strahl liefert. Der absteigende Ast hat ebenfalls eine vertikale Asymptote, die aber einer geringeren Frequenz entspricht, nämlich derjenigen, bei der der entsprechende Strahl zur Zugcharakteristik parallel ist. Eben aus der Tatsache, daß — wie beim Boden zu erwarten — der Zugmodul kleiner sein muß als der Druckmodul, ergibt sich, daß die Asymptote des absteigenden Astes bei einer niedrigeren Frequenz liegt als die Asymptote des aufsteigenden. Hieraus wiederum ergibt sich, daß sich die beiden Äste bei einer bestimmten Frequenz schneiden. Theoretisch müßte man bei der Messung der Amplituden in Abhängigkeit von der Frequenz innerhalb des Frequenzbereiches zwischen den beiden vertikalen Asymptoten zwei

Amplituden feststellen. Die Praxis zeigt aber, daß dies niemals vorkommt. Auch Den Hartog weist darauf hin, daß es bei der Messung von Amplitudenkurven Instabilitäten gibt, derart, daß bei der Aufwärtsmessung ein Sprung nach oben, bei der Rückwärtsmessung, also von hohen Frequenzen zu niedrigen, ein Abwärtssprung, aber bei anderer Frequenz, eintritt. Die Instabilität äußert sich hier in der Weise, daß man durch die Messung nur den in der Zeichnung stark ausgezogenen Bereich



ermitteln kann. Die Unstetigkeit am Schnittpunkt wird selbstverständlich durch die Wirkung der Dämpfung beseitigt, was aber an dem Verlauf des auf- und absteigenden Astes nichts wesentlich ändert.

Abb. 5a zeigt dieselbe Untersuchung für drei Exzentrizitäten, d. h. für drei verschiedene Werte $m_0 r/M$. Die in Abb. 5b dargestellten Amplitudenkurven sind insofern beachtenswert, als deutlich erkennbar ist, daß trotz geradliniger Charakteristik die Eigenfrequenz nach links, also zu den niedrigeren Frequenzen hin abwandert, allerdings nur dann, wenn die Zug- und Druckcharakteristik verschiedene Neigungswinkel besitzt.

Daß man nach dem graphischen Verfahren mit der Druckkennlinie den aufsteigenden, mit der Zugkennlinie den absteigenden Amplitudenast erhält, erklärt sich aus der Tatsache, daß unterhalb der Resonanz Trägheitskraft und Erregerkraft in Phase schwingen ($\varphi < 90^\circ$), oberhalb der Resonanz jedoch in Gegenphase ($\varphi > 90^\circ$). Das Kriterium für das Auftreten mehrfacher Schnitte der Strahlen mit der Charakteristik lautet $\frac{m_0 r}{M} < n$, wobei n den Abschnitt der asymptotischen Endgeraden der Kennlinie auf der negativen Abszissenachse bedeutet. Diese Bedingung, die das Auftreten überkippter Resonanzkurven oder instabiler Amplitudensprünge kennzeichnet, ist erfüllt, wenn die Endgerade geringe Neigung gegen die Horizontale besitzt, was vor allem bei stark bindigem Boden der Fall ist, oder wenn eine kleine Exzentrizität einer großen schwingenden Masse gegenübersteht, was bei großen Fundamenten leichter eintritt als beim Versuch. Ampli-

tudenkurven dieser Art sind insbesondere auf tonigen Böden mehrfach gemessen worden.

Ebenso wie für geradlinige Charakteristiken der Einfluß dieser bisher nicht beachteten Erscheinung auf die Amplitudenkurven in der geschilderten Weise untersucht worden ist, kann natürlich auch ein krummliniger Verlauf im Zug- und Druckdiagramm unsymmetrisch sein. Die Wirkung einer solchen Annahme ist nach den vorstehenden Ausführungen schon vorauszusehen: Der Einfluß auf die Resonanzlage und auf den ganzen Verlauf der Amplitudenkurven wird stärker, wenn die Wirkung der krummlinigen Charakteristik sich mit der Unsymmetrie überlagert.

Es ist noch kurz zu erwähnen, daß alle vorstehend für vertikale Erregung angestellten Betrachtungen auch dann gelten, wenn es sich um eine horizontale Erregung handelt. Die für dynamische Bodenuntersuchungen verwendeten Apparaturen geben die Möglichkeit, auch rein horizontale Erregungen zu erzeugen [2]. Der Unterschied besteht nur darin, daß in den Gleichungen an Stelle der Federung bzw. des Elastizitätsmoduls nun der Schubmodul tritt. Alle Vorteile des graphischen Verfahrens bleiben erhalten und können für die Auswertung gemessener Amplitudenkurven mit horizontaler Erregung verwendet werden. In Abb. 6 sind Charakteristiken des

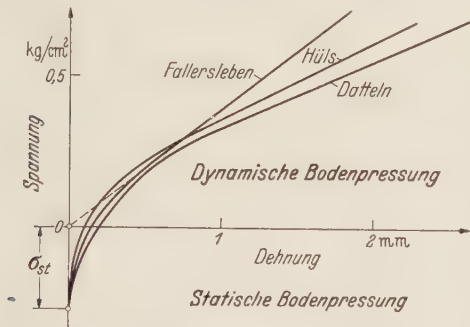


Abb. 6. Horizontale Verformung. Ausgewertete Kennlinien für verschiedene Bodenarten.

Schubmoduls für verschiedene Bodenarten zusammen-
 gestellt, woraus man sehen kann, daß gegenüber horizon-
 taler Beanspruchung der Boden im allgemeinen eine dem
 Hooke'schen Gesetz besser folgende Charakteristik auf-
 weist. Für sandige Böden ist auch hier das Geradlinien-
 gesetz wieder weitgehend erfüllt, während analog den
 Ergebnissen für Vertikalerregung aus dem Krümmungs-
 radius der Anteil der bindigen Bestandteile des Bodens
 abgeschätzt werden kann.

3. Hinweise für die Praxis.

Für die Berechnung und den Bau von Maschinenfundamenten können folgende Nutzenanwendungen gezogen werden:

a) Die Angaben in [1], Tafel II, über die Veränderung der dynamischen Bettungs- und Schubziffer mit der statischen Bodenpressung entsprechen nicht den Ergebnissen, die aus der Auswertung zahlreicher Versuchskurven unter Berücksichtigung pseudoharmonischer Schwingungen gewonnen werden konnten. Es zeigen sich vor allem zwei wesentliche Unterschiede:

a) Die Bettungs- und Schubziffer steigt nicht mit wachsender statischer Bodenpressung, sondern nimmt bei allen Böden, besonders bei bindigen, mit der Pressung merkbar ab.

β) Die Absolutwerte der auf Grund der neueren Auswertung gewonnenen Bettungs- und Schubziffer liegen erheblich tiefer als die Tafelwerte, was zurückzuführen ist auf die den erweiterten Erkenntnissen nicht entsprechenden Extrapolationen, die aus den Versuchswerten die Tafelwerte für große Fundamentgrundflächen ergeben hatten.

Aus diesen Tatsachen ergeben sich folgende Hinweise für eine Hoch- oder Tiefabstimmung eines auf den Baugrund errichteten Fundamentes. Wir unterscheiden zwei Fälle:

1. Die Bettungsziffer C ist nahezu konstant, d.h. der Baugrund besteht entweder aus Sand, oder es handelt sich um ein Fundament mit großer statischer Bodenpressung auf bindigem Boden. Die bekannte Beziehung für die Eigenfrequenz $n_e = 2\pi \sqrt{c/M}$ kann durch Einführung der dynamischen Bettungsziffer C und der statischen Bodenpressung σ_{s_i} auch geschrieben werden:

$$n_e = 2\pi \sqrt{\frac{Cg}{\sigma_{st}}},$$

wobei g die Erdbeschleunigung bedeutet. Verändert man die statische Bodenpressung entweder durch das Gewicht oder durch die Flächengröße, so verhält sich die durch Hoch- oder Tiefabstimmung beeinflusste Eigenfrequenz n_e' zur ursprünglichen Eigenfrequenz n_e wie die Wurzel aus der geänderten Bodenpressung zur ursprünglichen, also

$n'_e = n_e \sqrt{\frac{\sigma'}{\sigma}}$. Vergrößert man beispielsweise das Gewicht um 10 % oder verkleinert man die Fläche um denselben Wert, so ändert sich die Eigenfrequenz nur um 5 %. Eine Beeinflussung der Eigenfrequenz beispielsweise um 20 % erfordert eine Veränderung der statischen Bodenpressung um 44 %. Das bedeutet aber schon Maßnahmen, die nur in seltenen Fällen noch als wirtschaftlich vertreten werden können. In dem hier angenommenen Fall einer mit der Bodenpressung unveränderlichen Bettungsziffer beeinflusst die Erregerkraft oder die dynamische Bodenpressung das Ergebnis der Abstimmung nicht.

2. Die Bettungsziffer C nimmt entsprechend den vorstehenden Ausführungen mit wachsender Bodenpressung ab und erreicht erst bei bestimmter Bodenpressung einen Konstantwert. In diesem Fall ist eine Veränderung der Eigenfrequenz durch bauliche Maßnahmen leichter und wirtschaftlicher möglich. Hier ändert sich nämlich mit Veränderung der Grundfläche sowohl die statische wie die dynamische Bodenpressung. Die der Schwingungsberechnung zugrundezulegende Bettungsziffer wird somit stärker verändert. Beispielsweise liefert für Tiefabstimmung eine Vergrößerung des Fundamentgewichtes um 10 % eine Änderung der Eigenfrequenz um 11 %, eine Verkleinerung der Grundfläche um 11 % eine Veränderung der Eigenfrequenz um sogar 18 %. Entsprechende Werte gelten etwa auch für Hochabstimmung.

Wenn aus den vorstehenden Angaben ein gewisser Vorteil bei der Abstimmung durch Veränderung der Grundfläche erblickt werden kann, so muß demgegenüber beachtet werden, daß bei Verringerung der Grundfläche die dynamischen Wirkungen aus der Erregerkraft wachsen, somit unter sonst gleichen Verhältnissen mit Verringerung der Grundfläche die Amplituden ansteigen. Dieser Nachteil wird in Anbetracht der Tatsache, daß bei pseudoharmonischen Schwingungen die Amplituden schwächer als linear mit der Erregerkraft wachsen, etwa den Vorteil der Flächenregelung gegenüber der Gewichtsregelung bei der Abstimmung von Maschinenfundamenten kompensieren.

Die vorstehenden Feststellungen können wie folgt zusammengefaßt werden: Bei sandigen Böden wird die Abstimmung eines Maschinenfundamentes lediglich durch Veränderung von Masse oder Fläche nur in seltenen Fällen wirtschaftlich sein. Dasselbe gilt für bindige Böden dann, wenn schon von vornherein aus konstruktiven Gründen verhältnismäßig große statische Bodenpressungen verwendet werden. Bei bindigen Böden mit verhältnismäßig kleinen statischen Bodenpressungen ist eine Veränderung der Eigenfrequenz durch entsprechende Projektänderungen bezüglich Gewicht und Grundfläche

des Fundamentes gut möglich. Der scheinbare Vorteil bei der Flächenregelung wird aber durch Anwachsen der Amplituden wettgemacht.

Auf diese einfachen Zusammenhänge wurde deswegen näher eingegangen, weil unter Benutzung der alten Tafelwerte von [2] sich bei Hoch- oder Tiefabstimmung

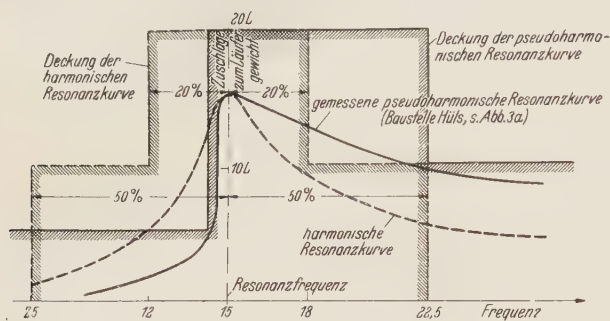


Abb. 7. Symmetrie der Resonanzkurven.

wesentlich andere Verhältnisse ergaben. Die beabsichtigte Wirkung der Abstimmung ging unter Benutzung der Tafelwerte weitgehend durch den Umstand verloren, daß Bettungs- und Schubziffer mit wachsender statischer Bodenpressung sich vergrößern.

b) Die Tatsache, daß wegen der nichtlinearen Charakteristik des Bodens die Resonanzkurven nach links überkippen können oder zumindest einen wesentlich steileren Anstieg erhalten, als dies bei harmonischen Resonanzkurven möglich ist, hat für die Praxis ebenfalls Bedeutung. Der Amplitudenanstieg in der Nähe der Resonanzfrequenz wird nach den „Richtlinien für Dampfturbinfundamente“, Pkt. B 2 c, bekanntlich in der Weise berücksichtigt, daß der vervielfachende Faktor des Läufergewichtes im Bereiche $(1 \pm 0,2) n_r$ mit 20, im Bereiche $(1 \pm 0,5) n_r$ mindestens mit 10 angesetzt werden muß. In den „Richtlinien“ wird also Symmetrie der Resonanzkurve, bezogen auf die Vertikale durch die Eigenfrequenz, angenommen. Diese Symmetrie ist aber nach Abb. 7 nicht mehr vorhanden, wenn die Rückstellkraft nicht der Auslenkung proportional ist, sondern eine gekrümmte Kenn-

linie des Werkstoffes vorliegt. Dann ist aber, wie ebenfalls Abb. 7 zeigt, die Deckung durch die gestrichelt angedeutete Treppenlinie im Bereich unterhalb der Resonanzfrequenz zu groß, im Bereich oberhalb der Resonanzfrequenz zum Teil nicht ausreichend. Um die bei pseudoharmonischen Schwingungen auftretenden Formen der Resonanzkurve durch eine geeignete Treppenlinie zu überdecken, müßte daher eine wesentlich andere Vorschrift gewählt werden, etwa von der Art, wie sie aus der genannten Abbildung ersichtlich ist. Von viel größerer Bedeutung ist aber, daß beim Anlaufen der Turbine die zur Beschleunigung des Läufers verwandte Energie sich in Schwingungsenergie umwandelt, eine Erscheinung, die bei schwach gedämpften Systemen schon häufig beobachtet worden ist. Abgesehen von der Gefahr, daß in solchen Fällen die Betriebsdrehzahl nicht erreicht wird, kann der steile Amplitudenanstieg in erhöhtem Maße zu Schwingungsbrüchen führen. Die Änderung der Amplitude mit der Zeit, also die Geschwindigkeit, aber auch die Änderung der Geschwindigkeit mit der Zeit, also die Beschleunigung, sind dann erheblich größer, als sich unter Zugrundelegung harmonischer Schwingungen ergibt. Auf diese Gefahr muß besonders im Zusammenhang damit hingewiesen werden, daß in der jüngsten Zeit tiefabgestimmte Turbinfundamente in Stahlkonstruktion geplant wurden, deren innere Dämpfung im allgemeinen wesentlich kleiner ist als bei Stahlbeton.

Literatur:

1. Rausch, E.: Maschinenfundamente u. andere dynamische Bauaufgaben, 2. Teil, Berlin 1943, S. 122 u. Tafel II.
2. Lorenz, H.: Z. VDI. 78 (1934) S. 381.
3. Hertwig, Früh, Lorenz: Die Ermittlung der für das Bauwesen wichtigsten Eigenschaften des Bodens durch erzwungene Schwingungen. Veröffentl. der Degebo, Heft 1, Berlin 1933.
4. Ehlers, G.: Beton und Eisen (1942) S. 199.
5. Die Anwendung dynamischer Baugrunduntersuchungen. Veröffentl. der Degebo, Heft 4, Berlin 1936, S. 9.
6. Ernst, F.: Z. VDI. 83 (1939) S. 6.
7. Crockett u. Hammond: The Dynamic Principles of Machine Foundations and Ground, London 1949.
8. J. P. Den Hartog: Mechanical Vibrations, 2. Aufl., New York und London 1940.
9. Love, A. E. H.: Some Problems of Geodynamics, Cambridge 1911.
10. Ramspeck, A., u. G. A. Schulze: Die Dispersion elastischer Wellen im Boden. Veröffentl. der Degebo, Heft 6, Berlin 1938.
11. Rayleigh: Theorie of Sound, London 1894/96.

Rayleigh: Proc. Math. Soc., London 1889.

Die Auflösung der dreigliedrigen Elastizitätsgleichungen der Durchlaufträger.

Von Dr.-Ing. W. Fuchssteiner, Darmstadt.

Der Vorgang bei der Auflösung von linearen Gleichungen mit mehreren Unbekannten ist an sich grundsätzlich so einfach, daß der Anfänger sich wundert, weshalb über dieses Thema seit jeher so viele Worte gemacht wurden. Der Versuch jedoch, mit primitiven Verfahren Rechnungen größeren Umfanges durchzuführen, gibt sofort die Überzeugung, daß schematisierte Verfahren erforderlich sind.

Das Auflösungsverfahren von Gauß ist für dreigliedrige Gleichungen zu allgemein und deshalb zu umständlich.

Es sind verschiedentlich Verfahren speziell für solche Gleichungen entwickelt worden. Vgl. [1], [2].

Im folgenden wird ein neues Verfahren gezeigt.

Die Grundlagen.

Die statischen Maße des Durchlaufbalkens sind das Trägheitsmoment J und die Spannweite l , die in den einzelnen Öffnungen verschieden sein mögen. Wählen wir als statisch unbestimmte Größen die n Biegemomente M über den Stützen und verstehen unter K die $-\frac{6}{J} \cdot \frac{J_c}{l_c}$ -fachen Auflagerdrücke der Momentenflächen M_0 am statisch bestimmten Grundsystem, so gilt für jede Stütze i die Drei-

momentengleichung (l und r sind die Stützen links und rechts von i) (s. Abb. 1):

$$M_l \cdot \delta_{li} + M_i \cdot \delta_{ii} + M_r \cdot \delta_{ir} = K_i. \quad (1)$$

Hierin sind

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ir} &= \frac{l_{ir}}{J_{ir}} \cdot \frac{J_c}{l_c}, \\ \delta_{ii} &= 2(\delta_{li} + \delta_{ir}). \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Das Ziel unserer Rechnung ist die Ermittlung der reziproken Matrix, d. h. aller Werte β_{ik} , mit deren Hilfe die Unbekannten M_i sich wie folgt darstellen lassen:

$$M_i = K_1 \cdot \beta_{i1} + K_2 \cdot \beta_{i2} + \dots + K_n \cdot \beta_{in}.$$

Wir verstehen unter den Festwerten des Trägers die Werte (vgl. [3])

$$\left. \begin{aligned} \mu_{ir} &= -\frac{M_i}{M_r}, \text{ wenn Last nur rechts von } r, \\ \mu_{li} &= -\frac{M_l}{M_i}, \text{ wenn Last nur rechts von } i, \\ \mu'_{li} &= -\frac{M_i}{M_l}, \text{ wenn Last nur links von } l, \\ \mu'_{ir} &= -\frac{M_r}{M_i}, \text{ wenn Last nur links von } i. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Wenn nur Lasten rechts von r stehen, so wird in der Dreimomentengleichung (1) $K_i = 0$ und nach den beiden ersten der Gl. (3)

$$\left. \begin{aligned} M_i &= -\mu_{ir} M_r, \\ M_l &= -\mu_{li} M_i + \mu_{li} \mu_{ir} M_r. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Damit folgt

$$M_r [\mu_{li} \cdot \mu_{ir} \cdot \delta_{li} - \mu_{ir} \cdot \delta_{ii} + \delta_{ir}] = 0$$

und nach Umformung die Rekursionsformel

$$\mu_{ir} = \frac{\delta_{ir}}{\delta_{ii} - \mu_{li} \cdot \delta_{li}}, \quad (5)$$

sowie in Analogie hierzu

$$\mu'_{li} = \frac{\delta_{li}}{\delta_{ii} - \mu'_{ir} \cdot \delta_{ir}}. \quad (6)$$

Nehmen wir an, daß nur K_i in i angreift, so wird nach der vierten der Gl. (3)

$$M_r = -\mu'_{ir} M_i.$$

Hiermit und mit der zweiten der Gl. (4) folgt aus Gl. (1)

$$M_i [-\mu_{li} \cdot \delta_{li} + \delta_{ii} - \mu'_{ir} \cdot \delta_{ir}] = K_i.$$

Für $K_i = 1$ wird $M_i = \beta_{ii}$ und

$$\beta_{ii} [-\mu_{li} \cdot \delta_{li} + \delta_{ii} - \mu'_{ir} \cdot \delta_{ir}] = 1.$$

Setzen wir hier nach Gl. (6)

$$\delta_{ii} - \mu'_{ir} \cdot \delta_{ir} = \frac{\delta_{li}}{\mu'_{li}},$$

so erhalten wir

$$\beta_{ii} = \frac{1}{\delta_{li}} \cdot \frac{\mu'_{li}}{1 - \mu_{li} \cdot \mu'_{li}} \quad (7)$$

und analog hierzu

$$\beta_{li} = \frac{1}{\delta_{li}} \cdot \frac{\mu_{li}}{1 - \mu_{li} \cdot \mu'_{li}}. \quad (8)$$

Für Lasten in einem Punkt k , der rechts von r liegt, wird mit $K_k = 1$ aus der ersten der Gl. (4)

$$\beta_{ik} = -\mu_{ir} \cdot \beta_{rk} \quad (k > r). \quad (9)$$

Wenn wir bedenken, daß $\beta_{ki} = \beta_{ik}$ ist, so haben wir nun alle Rekursionsformeln zur Berechnung aller β -Werte und damit die reziproke Matrix.

Aus den Gl. (7) und (8) ergibt sich:

$$\mu'_{li} = \mu_{li} \frac{\beta_{ii}}{\beta_{li}}. \quad (10)$$

Dies in Gl. (8) eingesetzt, wird

$$\beta_{li} = \frac{1}{\delta_{li}} \cdot \frac{\mu_{li}}{1 - \mu_{li}^2 \cdot \frac{\beta_{ii}}{\beta_{li}}},$$

oder umgeformt und mit i und r statt l und i

$$\beta_{ii} = \frac{\mu_{ir}}{\delta_{ir}} + \mu_{ir}^2 \cdot \beta_{rr}. \quad (11)$$

Die Rechnung wird mit Hilfe der Gl. (5), (11) und (9) durchgeführt.

Die Ermittlung von μ und β_{ii} erfolgt in der Tabelle 1, einer Tabelle von 8 Spalten und $n+1$ Zeilen. Die Spalten werden mit Buchstaben bezeichnet, und diese Buchstaben sollen gleichzeitig folgende Abkürzungen sein:

$$\left. \begin{aligned} a_i &= \delta_{ir}, \\ b_i &= -\mu_{li} \cdot a_i, \\ c_i &= \delta_{ii} + b_i, \\ d_i &= \frac{1}{c_i}, \\ e_i &= \mu_{ir}^2 \cdot \beta_{rr}. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

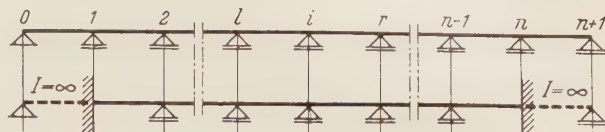


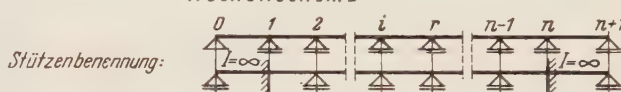
Abb. 1.

Damit erhalten wir aus den Gl. (5) und (11):

$$\mu_{ir} = \frac{a_i}{\delta_{ii} - \mu_{li} \cdot a_i} = \frac{a_i}{\delta_{ii} + b_i} = \frac{a_i}{c_i}, \quad (13)$$

$$\beta_{ii} = \frac{\mu_{ir}}{a_i} + e_i = d_i + e_i. \quad (14)$$

Rechenschema



Stützenbenennung:

1. Eintragen der Werte $\delta_{ir} = \frac{l_{ir}}{l_c} \cdot \frac{I_c}{I_r}$ in die Tabelle 1.
2. Berechnung aller Werte β_{ii} und β_{ik} in Tabelle 1 und 2.
3. Berechnung der Stützmomente: $M_i = \beta_{i1} K_1 + \beta_{i2} K_2 + \beta_{i3} K_3 + \dots + \beta_{in} K_n$.

Hierin ist K_i der $\frac{6}{l_c} I_c$ fache Auflagerdruck der M_0 -Flächen an der Stütze i . (M_0 =Moment am statisch bestimmten System)



Bei der Berechnung eines Wertes der Zeile i nach der Rechenregel am Kopf der Tabellen ist z.B. für a_i der Wert a_i der gleichen Zeile, für a^0 der Wert a_i der vorhergehenden und für β_{ii}^u der Wert β_{ii} der folgenden Zeile zu entnehmen.

Tabelle 1 $\mu_0 = b_1 = e_n = 0$, $n = \dots$, $\frac{l_c}{l_r} = \dots$; Letzte Zeile = n

i	a	δ_{ii}	b	c	μ	d	e	β_{ii}
Rechenregel	$= \delta_{ir}$	$= 2(a \cdot a^0)$	$= -\mu^0 \cdot a^0$	$= \delta_{ii} + b$	$= a/c$	$= 1/c$	$= \mu^2 \cdot \beta_{ii}^u$	$= d + e$
0		-	-	-	0	-	-	-
1								
2								
3								
4								

Tabelle 2 β_{ii} und μ aus Tabelle 1. $\beta_{ik} = -\beta_{ik}^u \cdot \mu$ ($k > i$). $\beta_{ki} = \beta_{ik}$

$i \backslash k$	μ	1	2	3	4			
1								
2								
3								
4								

Die Gl. (12), (13) und (14) sind als Rechenregel im Kopf der Tabelle 1 angegeben. Hierbei wollen wir zur Vermeidung der unübersichtlichen Doppelzeiger folgende Bezeichnungen einführen:

Werte der Zeile i : ohne Zeiger, z. B. a ,
Werte der Zeile $i-1 = l$: (links von i) in der Tabelle oben von i , z. B. a^0 ,
Werte der Zeile $i+1 = r$: (rechts von i) in der Tabelle unten von i , z. B. β^u .

Damit können dann die Gl. (2), (12), (13) und (14) folgendermaßen geschrieben werden:

$$\begin{aligned} a &= \delta_{ir}, \\ \delta_{ii} &= 2(a + a^0), \\ b &= -\mu^0 \cdot a^0, \\ c &= \delta_{ii} + b, \\ \mu &= a/c, \\ d &= 1/c, \\ e &= \mu^2 \cdot \beta^u, \\ \beta_{ii} &= d + e. \end{aligned}$$

Nach Eintragung der Werte δ_{ir} in die erste Spalte (a) der Tabelle geht die Rechnung schematisch weiter in der durch die Pfeile angegebenen Richtung.

Beispiel

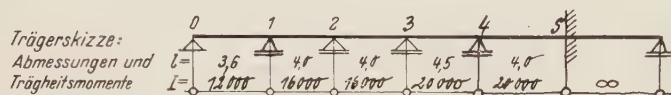


Tabelle 1 $\mu_0 = b_r = e_n = 0$; $n = 5$; $\frac{I_5}{I_0} = 4.000$; Letzte Zeile = n

i	a	δ_{ii}	b	c	μ	d	e	β_{ii}
Rechenregel	$= \delta_{ir}$	$= 2(a + a^0)$	$= -\mu^0 \cdot a^0$	$= \delta_{ii} + b$	$= a/c$	$= 1/c$	$= \mu^2 \cdot \beta_{ii}^u$	$= d + e$
0	1,2700	-	-	-	0	-	-	-
1	1,0200	4,4000	0	4,4000	0,2323	0,2273	0,0148	0,2421
2	1,0500	4,0000	-0,2293	3,7707	0,2650	0,2650	0,0215	0,2865
3	0,9000	3,8000	-0,2650	3,5350	0,2843	0,2830	0,0235	0,3065
4	0,8000	3,4000	-0,2293	3,1707	0,2824	0,3454	0,0465	0,3910
5	0	1,0000	-0,0099	1,3901	0	0,7152	0	0,7152

Tabelle 2 β_{ii} und μ aus Tabelle 1. $\beta_{ik} = -\beta_{ik}^u \cdot \mu$ ($k > i$). $\beta_{ki} = \beta_{ik}$

$i \backslash k$	μ	1	2	3	4	5
1	0,2323	0,2421	-0,0151	0,0484	-0,0055	0,0028
2	0,2650		0,2865	-0,0112	0,0244	-0,0122
3	0,2843			0,3065	-0,0092	0,0161
4	0,2824				0,3454	-0,0108
5	0					0,7152

Die Form der Tabelle setzt voraus, daß die Trägerstützen nach einem bestimmten Schema benannt werden. Und zwar werden die Stützen, an denen als statisch unbestimmte Größe ein Stützmoment vorhanden ist, mit 1 bis n

bezeichnet. Bei gelenkiger Lagerung heißen die Endauflager 0 und $n+1$. Damit die Behandlung des eingespannten Trägers die gleiche ist, denken wir uns diesen über die Einspannung hinaus um ein Feld vergrößert. In diesem gedachten Endfeld wird das Trägheitsmoment $J = \infty$ gesetzt. Vgl. Abb. 1.

Um die Tabellenrechnung beginnen zu können, müssen wir berücksichtigen, daß in allen Fällen $\mu_{01} = 0$ ist, denn durch Lasten rechts von 1 kann das Moment über der Endstütze 0 niemals anders werden als Null. Damit wird dann auch

$$b_1 = -\mu_{01} \cdot a_0 = 0.$$

Außerdem wird der Wert

$$\beta_{(n+1)(n+1)} = 0,$$

damit das Moment am Endauflager ($n+1$) Null wird. Dann ist auch

$$e_n = \mu_n^2 \cdot \beta_{(n+1)(n+1)} = 0.$$

Diese Werte werden ein für allemal in die Tabelle 1 eingetragen. Damit ist dann die schematische Berechnung aller Werte β_{ii} möglich.

Der zweite Teil der Rechnung — die Ermittlung von β_{ki} — erfolgt in Tabelle 2, einer Tabelle von n Zeilen und n Spalten.

Die Diagonalwerte β_{ii} werden aus der Tabelle 1 übernommen. Die übrigen Werte β_{ki} , die rechts von der Diagonale stehen, ergeben sich aus Gl. (9). Diese wird mit Benutzung der bisherigen Abkürzungen

$$\beta_{ki} = -\beta_{kr} \cdot \mu_{ir} = -\beta_{ki}^u \cdot \mu. \quad (15)$$

Der Kopf der Tabelle, der in jedem Fall der gleiche ist, gibt Gl. (15) als Rechenregel an.

Zur Durchführung der Rechnung braucht man nun nur noch das Formblatt (Abb. 2), das vorteilhaft durch Lichtpausen vervielfertigt werden kann. Sämtliche erforderlichen Formeln sind darauf angegeben. Ist die Anzahl der unbekannten Größen kleiner als 6, so bleibt der Raum ungenutzt, ist sie größer als 6, so wird rechts und unten je ein Linienblatt angeklebt.

Es bleibt noch der Fall zu klären, wenn an den Endstützen ein Kragmoment angreift.

Befindet sich rechts ein Kragarm, so liegen die Verhältnisse sehr einfach. Für das Kragmoment M_{k+1} werden die übrigen Stützmomente nach den beiden ersten der Gl. (3) berechnet, d. h.:

$$\begin{aligned} M_n &= -\mu_n \cdot M_{n+1}, \\ M_{n-1} &= (-\mu_{n-1}) \cdot (-\mu_n) M_{n+1}, \\ M_i &= (-\mu_i) \cdot (-\mu_r) \cdots \\ &\quad \cdots (-\mu_{n-1}) \cdot (-\mu_n) M_{n+1}. \end{aligned}$$

Ist der Kragarm links, so müssen zunächst nach Gl. (10) die μ' -Werte berechnet werden. Mit den in den Tabellen zur Verwendung kommenden Zeigern wird dann

$$\mu' = \mu^0 \frac{\beta_{ii}}{\beta_{ii}^0}$$

und nach den beiden letzten der Gl. (3)

$$M_i = (-\mu_i') \cdot (-\mu_i') \cdots (-\mu_2') \cdot (-\mu_1') M_0.$$

Literatur.

1. Buchenau: Stahlbau 9 (1936) S. 62.
2. Thoms: Stahlbau 9 (1936) S. 138.
3. Domke: Handbuch für Eisenbetonbau IV. Aufl. 1. Bd.

Der wasserwirtschaftliche und energiewirtschaftliche Planbau in den Weststaaten der USA.

Von Professor Dr.-Ing. habil. Friedrich Tölke, Karlsruhe.

Seit Beginn des zweiten Weltkrieges befinden sich die Weststaaten der USA. in einer wirtschaftlichen und bevölkerungspolitischen Aufwärtsentwicklung, deren Tempo selbst für amerikanische Verhältnisse ungewöhnlich ist und deren wasser- und energiewirtschaftlichen Bedürfnisse nur durch einen Ausbau bisher unbekannter Ausmaße bewältigt werden konnten. So ist beispielsweise die Bevölkerung des Staates Kalifornien in der Volkszählungsperiode 1940 bis 1947 um über 40 % auf 10 Mio. Einwohner gestiegen und der Grundwasserspiegel im Sacramento-San-Joaquin-Becken in der gleichen Zeit stellenweise bis auf über 80 m Tiefe abgesunken. Hierdurch wurden nicht nur die Produktionskosten für die Farmer und der Stromverbrauch ständig gesteigert, sondern man ging auch mit Riesenschritten der Gefahr einer Versalzung des Beckens

und der Lake-Millerton-Talsperre (0,5 Mrd. m³ Stauraum) eine erste Entlastung gebracht (Abb. 2). Da in den schon vorher bestehenden 28 Talsperren insgesamt 3,0 Mrd. m³ angestaut werden konnten, ist dieser Stauraum durch die Shasta- und Lake-Millerton-Talsperre um 200 % vermehrt worden. Ähnlich wie die Hoover-Talsperre ist auch die Shasta-Talsperre als Überjahresspeicher bemessen worden. Dieser Charakter ist in den ersten beiden Betriebsjahren auch schon deutlich in Erscheinung getreten. Es waren verfügbar

am 1. Mai 1947:	Shasta-Talsperre	3,1 Mrd. m ³
	29 übrige Sperren	2,4 Mrd. m ³
am 1. Mai 1948:	Shasta-Talsperre	3,7 Mrd. m ³
	29 übrige Sperren	2,1 Mrd. m ³



Abb. 1. Colorado-Strom-Umlenkung für den Bau der Davis-Talsperre.

durch von der See her eindringendes Salzwasser entgegen. Im Gebiet der Sacramento-Mündung und im Norden von Los Angeles (südlich des Sacramento-San-Joaquin-Beckens) waren bereits landeinwärts sich bewegende Salzwasserströme stellenweise festgestellt worden. Eine erste Entlastung, wenigstens für Südkalifornien, brachte die 1935 fertiggestellte Hoover-Talsperre, jenes gewaltige Überjahresspeicherbecken des Colorado-Stromes mit 37 Mrd. m³ nutzbarem Stauraum, und die einige Jahre später in Betrieb genommene Colorado-Wasserleitung, die mit einer Leistungsfähigkeit von 42 m³/s rund 1,3 Mrd. m³ vom Colorado nach Los Angeles hinüberpumpen konnte. Weitere 2,0 Mrd. m³ Coloradowasser gehen über den inzwischen in Betrieb genommenen All-American-Kanal in das zweite südkalifornische Siedlungsgebiet, das Imperialtal, das sich bis an die mexikanische Grenze erstreckt. Nach Inbetriebnahme der Coachella-Kanalanlage wird dieses Siedlungsgebiet noch eine erhebliche Ausdehnung erfahren. Weitere 2,2 Mrd. m³ Coloradowasser werden für Südkalifornien, Arizona und Mexiko durch die zur Zeit in Bau befindliche Davis-Talsperre bereitgestellt werden, die etwa 110 km unterhalb der Hoover-Talsperre im Colorado errichtet wird. Bemerkenswert an diesem Bauwerk ist die Ablenkung des Colorado-Stromes durch eine künstliche Schleife (Abb. 1), in deren Schutze die Überlauf- und Durchlaßmauer mit den anschließenden Erdämmen gebaut wird.

In Nordkalifornien hat das Central-Valley-Projekt mit dem Bau der Shasta-Talsperre (5,5 Mrd. m³ Stauraum)

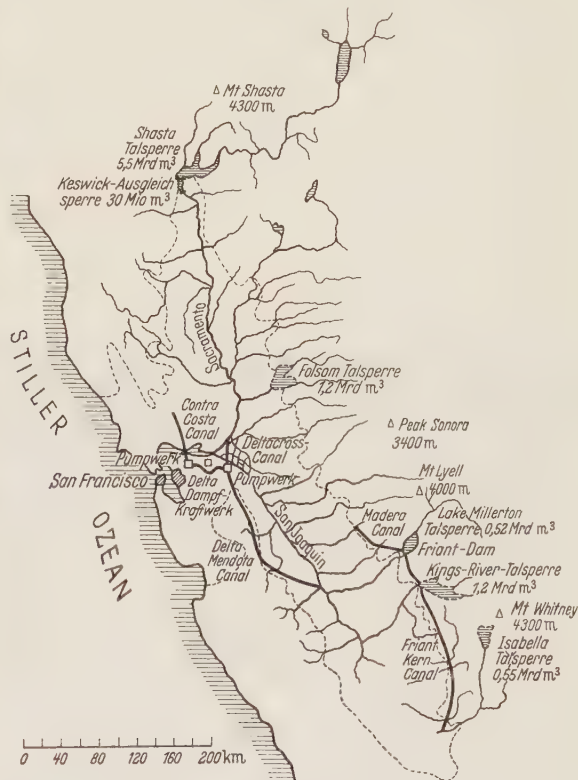


Abb. 2. Central-Valley-Projekt in Kalifornien.

Im Trockenjahre 1948 ist durch Überjahresspeicherung das Einsatzvermögen der Shastasperrre um fast 50 % gesteigert worden.

Um die gewaltigen Speicherwassermengen rationell verteilen zu können, sind fünf neue Kanäle in Bau genommen bzw. bereits fertiggestellt worden (Abb. 2). Die Längen und Ausbaumengen dieser Kanäle sind nachfolgend zusammengestellt:

Deltacross-Kanal	80 km lang, Q = 300 m ³ /s
Delta-Mendota-Kanal	190 km lang, Q = 130 m ³ /s
Contra-Costa-Kanal	80 km lang, Q = 100 m ³ /s
Madera-Kanal	60 km lang, Q = 30 m ³ /s
Friant-Kern-Kanal	260 km lang, Q = 115 m ³ /s

Das Herz des mit 400 Mio. Dollar veranschlagten Central-Valley-Projektes bildet die Shasta-Staumauer am Fuße des 4300 m hohen Shastagebirges. Mit einer Kronenlänge

von 1060 m, einer Mauerhöhe von 183 m und einer Kubatur von 4,1 Mio. m³ ist sie die zweitgrößte Stau-mauer der Welt. Die Shastamauer ist eine geradlinig geführte Gewichtsmauer, deren Querschnittsgestaltung aus Abb. 3 ersichtlich ist. Bemerkenswert ist das für 100 %

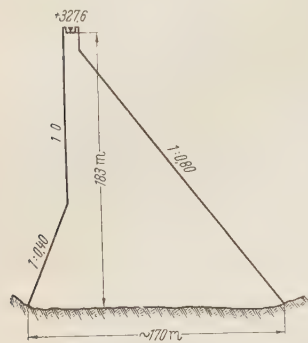


Abb. 3. Shasta-Staumauer, Querschnitt.

ein 16 km langes Förderband mit 1100 t Stundenleistung herangebracht. Abb. 4 zeigt die eingebauten Spannungsdurchmesser.

Die durch die Shastasperre geschaffene Gefällstufe wird für 450 000 kW ausgebaut. Da das Wasser innerhalb von zwei Monaten abgegeben werden muß, ist die Energieabgabe im Ausmaße von 800 Mio. kWh/Jahr sehr unständig. Zum Ausgleich ist ein Wärmekraftwerk im Sacramento-delta geplant, das 1550 Mio. kWh/Jahr erzeugen soll.

Ein Teil der unständigen Wasserenergie wird unmittelbar für die Pumpanlagen benötigt. Das Pumpwerk



Abb. 4. Einbau von Spannungsmessern in den Beton der Shasta-Staumauer.

für den Delta-Mendota-Kanal mit 130 m³/s muß beispielsweise eine Förderhöhe von 60 m überwinden und ist demgemäß für 162 000 PS ausgebaut (6 Speicherpumpen zu 27 000 PS).

Um die Fertigstellung der Kanäle zu beschleunigen, erfolgt die Herstellung ausschließlich mit Fertigern. Abb. 5 zeigt im Vordergrund einen Profilausheber und im Hintergrund einen Betonfertiger für die Betonauskleidung. Dahinter sieht man die bereits fertiggestellte geradlinige Gewichtsmauer für die Millerton-Talsperre. Für den Profilausheber waren, wie nicht anders zu erwarten, zahlreiche Schwierigkeiten zu überwinden, bevor ein einwandfreier Betrieb gewährleistet war. Es scheint, daß man bei derartigen Aushebern besondere Sorgfalt auf das Schwingungsverhalten verwenden muß.

Die derzeitige Bewässerungsfläche beläuft sich in Nordkalifornien auf 0,8 Mio. ha. Mit einem Kostenaufwand von

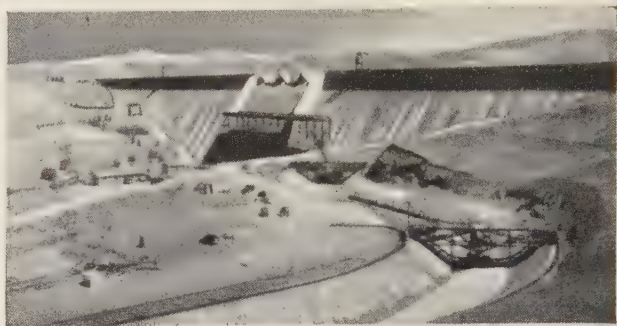


Abb. 5. Lake-Millerton-Staumauer und Friant-Kern-Kanal.

weiteren 1,8 Mrd. Dollar soll diese Fläche allmählich auf 2,0 Mio. ha. gebracht werden. Hierfür sind zahlreiche weitere Talsperren erforderlich. Die Kings-River-Sperre, die Isabella-Sperre und die Folsom-Sperre mit einem Gesamtstauraum von 3,0 Mrd. m³ befinden sich bereits in Bau.

In nicht minder großer Aufwärtsentwicklung als Kalifornien sind die drei Nordweststaaten der USA, nämlich Washington, Oregon und Idaho, begriffen, mit dem Columbiastrom als Wasser- und Energiespender. Der 1500 km lange Columbiastrom mit einem Einzugsgebiet von 680 000 km² und einem mittleren Jahresabfluß von 95 Mrd. m³ setzt sich 500 km oberhalb seiner Mündung in den Stillen Ozean aus zwei etwa gleich mächtigen Flüssen zusammen, aus dem Columbia, der in der Hauptsache aus dem kanadischen Felsengebirge gespeist wird, und aus dem Snake (Abb. 6). Die Erschließung dieses gewaltigen Flußgebietes begann etwa 1930 mit der Bauvorbereitung des inzwischen in Vollbetrieb genommenen Bonneville-Kraftwerkes, das bei einer Ausbauleistung von 500 000 kW 4,4 Mrd. kWh/Jahr an elektrischer Energie bereitstellt. Diese gewaltige Jahresleistung ist dadurch möglich geworden, daß durch die inzwischen in Betrieb genommene Roosevelt-Talsperre die minimale Wasserführung des Columbiastromes von 1130 m³/s auf 1600 m³/s erhöht werden konnte. Die Roosevelt-Talsperre, mit einem nutzbarem Stauvolumen von 12,3 Mrd. m³, dient der landwirtschaftlichen Erschließung einer geschlossenen Landfläche von über 400 000 ha durch künstliche Bewässerung. Den Ausgangspunkt der Bewässerungsanlage bildet das 40 km lange Grand-Coulee-Pumpspeicherbecken, das bei einer maximalen Förderhöhe von 110 m von der Roosevelt-Talsperre aus gespeist wird. Das in Bau befindliche Pumpwerk wird alle Anlagen ähnlicher Art weit in den Schatten stellen. Es sind 12 Förderpumpen mit insgesamt 460 m³ sekundlicher Fördermenge erforderlich, die mit einem Wirkungsgrade von 89 % arbeiten werden. Die Antriebsleistung der zugehörigen Motore beträgt 65 000 PS, so daß insgesamt 780 000 PS bereitgestellt werden.

Das Abschlußbauwerk der Roosevelt-Talsperre ist die Grand-Coulee-Staumauer, die mit einer Länge von 1400 m, einer Höhe von 155 m und einer Kubatur von 7,7 Mio. m³ Beton das größte Betonbauwerk der Welt darstellt. Ihre

Hochwasserentlastungsanlagen sind für ein 1000jähriges Hochwasser ausgelegt (heute verlangt man bei sehr wichtigen Sperren in USA ein 10 000jähriges Hochwasser!) und können im Maximum 37 000 m³/s abführen. Das am Fuße der Staumauer befindliche Kraftwerk wird im Endausbau 18 Maschinen von je 108 000 kW enthalten; hier- von befindet sich die erste Hälfte bereits in Betrieb, die zweite im Ausbau.

Kurz unterhalb des Zusammenflusses von Columbia und Snake befindet sich zur Zeit das McNary-Flußkraft-

Der Anderson-Range-Damm am Südweig der Boise, eines Nebenflusses des Snake, ist mit 138 m Höhe der derzeit höchste Erddamm. Der von ihm geschaffene Talsperrenraum von 600 Mio. m³ liefert das Wasser für den Ausbau des Boise-Bewässerungsdistriktes und für die Neuanlage des Mountain-Home-Bewässerungsdistriktes.

Die Gesamtkosten für den Columbiastrom-Ausbau sind mit 5,6 Mrd. Dollar veranschlagt. Hiermit werden ein Talsperrenraum von etwa 30 Mrd. m³ und eine Ausbauleistung von 25 Mrd. kW bereitgestellt, die Vorkehrungen für die künstliche Bewässerung von 2,2 Mio. ha getroffen und die Großschiffahrtsstraße Columbiastrom—Snake ausgebaut. Die Umlegung der Kosten erfolgt zu 15 % auf die Bewässerung, zu 80 % auf die Stromerzeugung und zu 5 % auf den Hochwasserschutz.

Von den sieben größten Staumauern der Welt, nämlich

Grand Coulee	mit 7,7 Mio. m ³ Beton und einer Höhe von 155 m,
Shasta	mit 4,1 Mio. m ³ Beton und einer Höhe von 183 m,
Hoover	mit 3,4 Mio. m ³ Beton und einer Höhe von 221 m,
Hungry Horse	mit 2,3 Mio. m ³ Beton und einer Höhe von 158 m,
Fontana	mit 2,1 Mio. m ³ Beton und einer Höhe von 147 m,
Bull Shoals	mit 1,6 Mio. m ³ Beton und einer Höhe von 84 m,
Friant	mit 1,5 Mio. m ³ Beton und einer Höhe von 97 m,

liegen fünf im amerikanischen Westen. Die größte, die Grand-Coulee-Staumauer, wurde bereits kurz gestreift. Sie ist eine geradlinige 1400 m lange Gewichtsmauer, deren Querschnitt aus Abb. 8 ersichtlich ist. Die zweitgrößte, die ebenfalls geradlinige 1016 m lange Shasta-Staumauer, bildete die Grundlage des Central-Valley-Ausbaues, ihr Querschnitt ist aus Abb. 3 ersichtlich. Die dritte, die Hoover-Staumauer, vermag mehr als den gesamten Jahresabfluß des Colorado- stromes aufzuspeichern und ist nach wie vor die höchste Staumauer der Welt; ihr Querschnitt ist ähnlich dem der Shasta-Staumauer und aus Abb. 9 ersichtlich. Die Hoover-Staumauer wurde sehr stark gekrümmt und man rechnete mit einer beträchtlichen, die Sicherheit erhöhenden

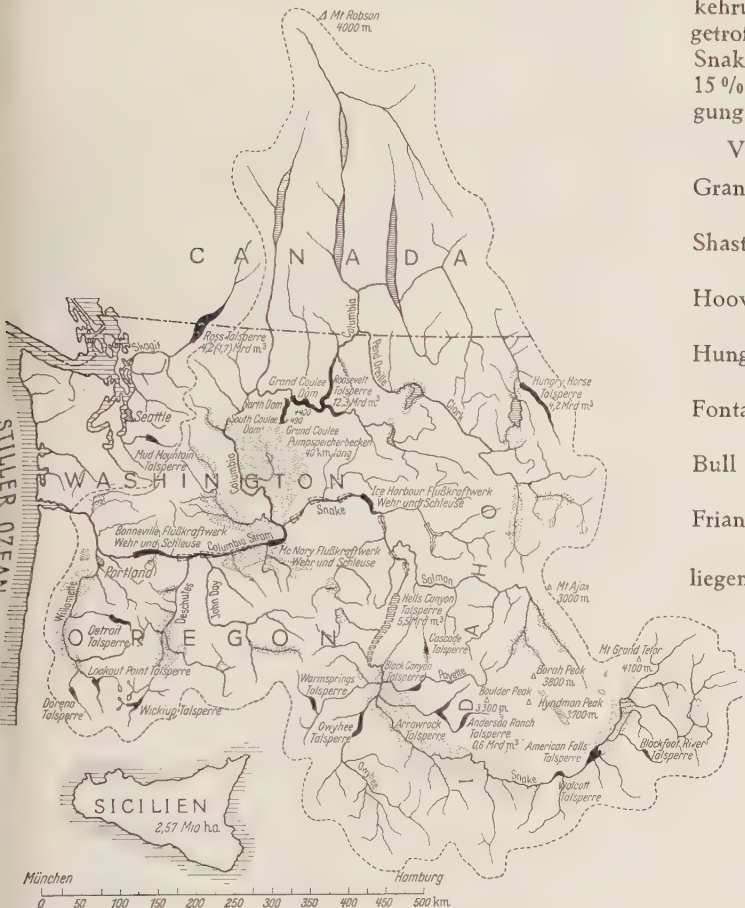


Abb. 6. Ausbau und künstliche Bewässerung im Gebiete des Columbia- stromes. (Die Gebiete künstlicher Bewässerung sind durch Rasterung hervorgehoben.)

werk in Bau, das mit 980 000 kW Ausbauleistung 6,0 Mrd. kWh/Jahr erzeugen soll. Die Hochwasserentlastungs- anlage, die bei dem weiter unterhalb liegenden Bonneville-Flußkraftwerk für 45 000 m³/s ausgelegt war, wird bei der McNary-Anlage für 63 000 m³/s ausgebaut.

Parallel zu dem wasser- und energiewirtschaftlichen Ausbau werden Columbiastrom und der untere Teil des Snake gleichzeitig als Großschiffahrtsstraße ausgebaut. Die bis zur Hells-Canyon-Talsperre vorgesehenen Stufen sind, soweit sie noch nicht ausgebaut bzw. in Bau sind, gestrichelt angedeutet. Die zur Zeit in Bau befindliche McNary-Schleuse besitzt eine Kammerbreite von 26 m, eine Kammerlänge von 205 m und eine Spiegeldifferenz von 28 m. Die Füllzeit beträgt 14 Minuten, die Ent- leerungszeit 15 Minuten. Die Gesamtkosten der McNary- Anlage (Kraftwerk, Wehr und Schleuse) sind auf 227 Mio. Dollar veranschlagt. Die in Bauvorbereitung befindliche Ice-Harbour-Stufe im Snake ist durch ihre enorme Fisch- treppe (Abb. 7) sehr interessant. Bekanntlich ist die Lachs- fischerei ein wichtiger Erwerbszweig im Nordwesten der USA. Die Ausbauleistung des Flußkraftwerks Ice Harbour wird 425 000 kW betragen.

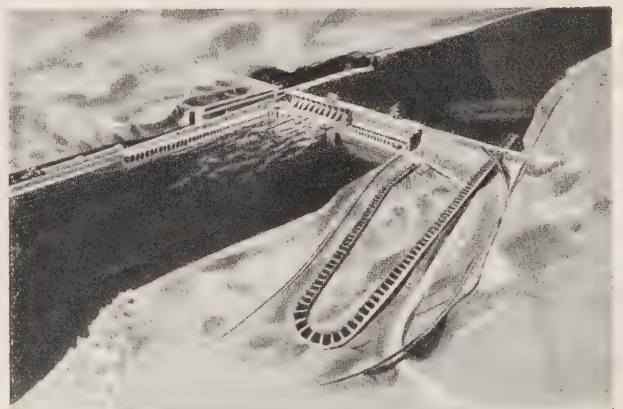


Abb. 7. Staustufe Ice-Harbour im Snake.

Bogenwirkung; diese Hoffnung hat sich als trügerisch er- wiesen, da durch unvorhergesehene Schwinderscheinun- gen nicht der erforderliche Kontakt zur Übertragung von Bogenschüben hergestellt werden konnte. Die vierte, die

Hungry-Horse-Staumauer, das Abschlußbauwerk für die 4,8 Mrd. m³ fassende Flathead-Talsperre (Abb. 6), ist gerade in Bau genommen worden und wird noch einer besonderen Betrachtung unterzogen werden. Die fünfte (siebente der Zusammenstellung), die Friant-Staumauer, ist das Abschlußbauwerk für die Millerton-Lake-Talsperre des Central-Valley-Projekts und aus Abb. 5 ersichtlich.

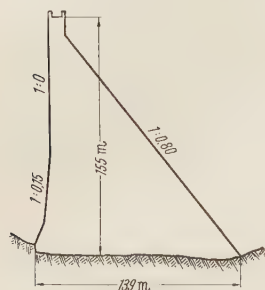


Abb. 8. Grand-Coulee-Staumauer. Querschnitt

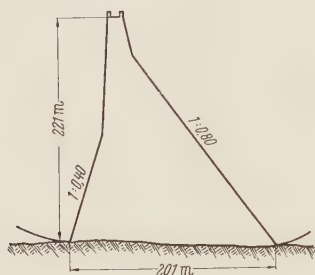


Abb. 9. Hoover-Staumauer. Querschnitt.

Man darf nicht den Fehler begehen, die Entwicklung derartiger Mammutbauten mit europäischen Maßstäben zu messen. Das Columbia-Hochwasser des vorigen Jahres hat z. B. etwa eine halbe Milliarde Dollar Schaden verursacht. Ohne die Grand-Coulee-Staumauer und die hinter ihr gespeicherten 12,3 Mrd. m³ hätte der Hochwasserschaden bestimmt 2 Mrd. Dollar betragen. Auf der anderen Seite ist an eine Entwicklung des Nordwestens der USA, ohne künstliche Bewässerung und ohne elektrische Energie nicht zu denken. Alle diese Aufgaben verlangen Riesentalsperrenräume und damit Riesenstaumauern und damit Riesenbauleistungen, wenn die Aufgaben in einer wirtschaftlich tragbaren Zeit gemeistert werden sollen. Wir haben allen Grund, das amerikanische Kühlsystem mit Kühlrohrschlangen für unsere mitteleuropäischen Verhältnisse abzulehnen, aber wenn man, wie bei der Grand-Coulee-Staumauer, um fertig zu werden, 15 000 m³ Beton pro Tag einbringen muß, dann bleibt gar nichts anderes übrig, als mit Kühlrohren zu kühlen. Wir können mit Recht auf unsere schlanken und mit wenig Reparaturkosten behafteten Staumauern stolz sein. Aber deshalb haben die dicken Querschnitte der Mammutstaumauern, wie sie Abb. 3, 8 und 9 erkennen lassen, nicht weniger ihre Berechtigung und man kann die Weitsicht nur bewundern, mit welcher das Bureau of Reclamation den dann auch tatsächlich eingetretenen Imponderabilien damit im voraus Rechnung trug.

Was sich nicht bewährt hat, erkennt man am besten an dem, was man verlassen hat. Daher ist die gerade in Bauangriff genommene neue Mammuttalsperre, die Flathead-Talsperre mit 4,8 Mrd. m³ Stauraum und das zugehörige Abschlußbauwerk, die Hungry-Horse-Staumauer, von größtem Interesse. Hätte man diese Staumauer nach den gleichen Gesichtspunkten gebaut wie im Falle von Grand Coulee, Shasta und Hoover, so hätte sie 3,5 Mio. m³ Beton erfordert und wäre damit die drittgrößte Mauer der Welt geworden. Stattdessen hat das Bureau of Reclamation wenigstens in diesem Falle der Gewichtsmauer den Rücken gekehrt und trotz der ungewöhnlich großen Talbreite an der Krone von 520 m die Staumauer als Bogenmauer durchgebildet (Abb. 10). In dieser mutigen Tat spiegeln sich zweifellos die außerordentlichen Fortschritte wider, die auf dem Gebiete

der Betontechnik in den letzten zehn Jahren gemacht wurden. Man hat auch im Rahmen von Riesenbauleistungen gelernt, die Betonfestigkeit zu steigern und trotzdem die Zementdosierung zu vermindern, indem man dank der Rütteltechnik den Beton viel trockener einbringt wie früher. Außerdem hat der Vakuumbeton das Problem der Sicherung der Außenflächen mit einem Schlage gelöst, was gerade für die Bogenstaumauer einen enormen Fortschritt bedeutet.

Eine Betrachtung der wasser- und energiewirtschaftlichen Entwicklung des amerikanischen Westens wäre unvollständig, wenn sie an dem für deutsche Verhältnisse erstaunlichem Interesse vorbeiging, welches man dort der Frage der Massenbetonzemente entgegenbringt. Und daß dieses Interesse sich bezahlt gemacht hat, beweist die durchwegs und nicht vereinzelt hohe Güte der amerikanischen Zemente. Daß man Rückschläge hinsichtlich der Wärmetönungseigenschaften erlebt hat, daß der low-heat-Zement praktisch erledigt ist, daß der modified-Zement der Grand-Coulee-Staumauer keineswegs allen Erwartungen entsprochen hat, daß man mit einer Puzzolanzugabe zum Portlandzement in Höhe von 30 %, wie sie bei der Hungry-Horse-Staumauer und anderen Sperren heute angewendet wird, sich der europäischen Praxis nun doch mehr oder weniger anschließt, beweist nur, wie sehr in Amerika darum gerungen wurde und wird, den für die Zwecke des Massenbetons bestgeeigneten Zement zu finden, koste es, was es wolle. Nur so lassen sich Spitzenleistungen wie 90 Tage-Festigkeiten von 625 kg/cm² mit 228 kg Zement pro m³ erzielen, wie sie durchweg bei der Roß-Staumauer erreicht wurden. Diese 165 m hohe Bogenmauer liegt ebenfalls im amerikanischen Westen,

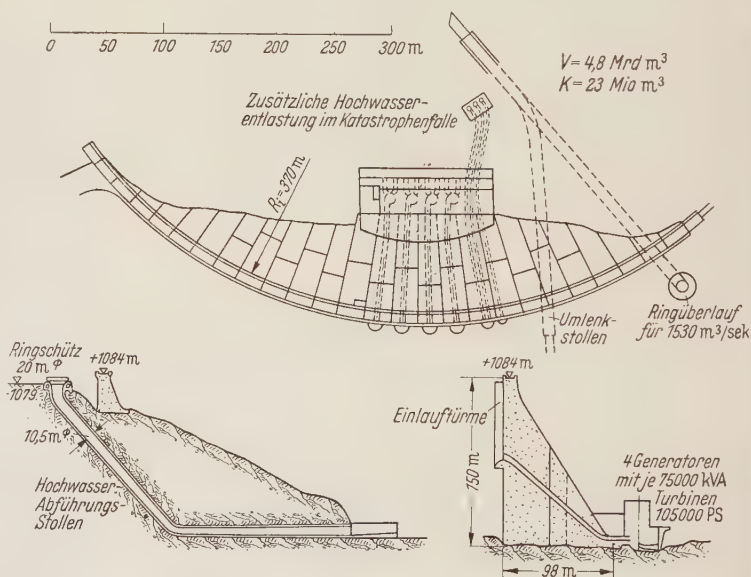


Abb. 10. Hungry-Horse-Staumauer.

und zwar am Skagit, hart an der kanadischen Grenze (Abb. 6). Durch eine zulässige Betonbeanspruchung von rund 80 kg/cm² wurden hier 1,72 Mrd. m³ Stauraum mit nur 500 000 m³ Beton gewonnen.

Die Betontechnik eines jeden Kontinentes hat ihre Licht- und Schattenseiten, und die letzteren pflegen mit der Größe der zu bewältigenden Aufgaben nicht kleiner zu werden. Man kann daher nur warnen, Entwicklungen des einen Kontinentes gedankenlos auf den anderen zu übertragen. Aber je großartiger eine Entwicklung ist, um so mannigfaltiger können auch ihre Ausstrahlungen sein. Darum wird der Blick nach dem amerikanischen Westen auch für die künftige Entwicklung in Deutschland nur nützlich sein können.

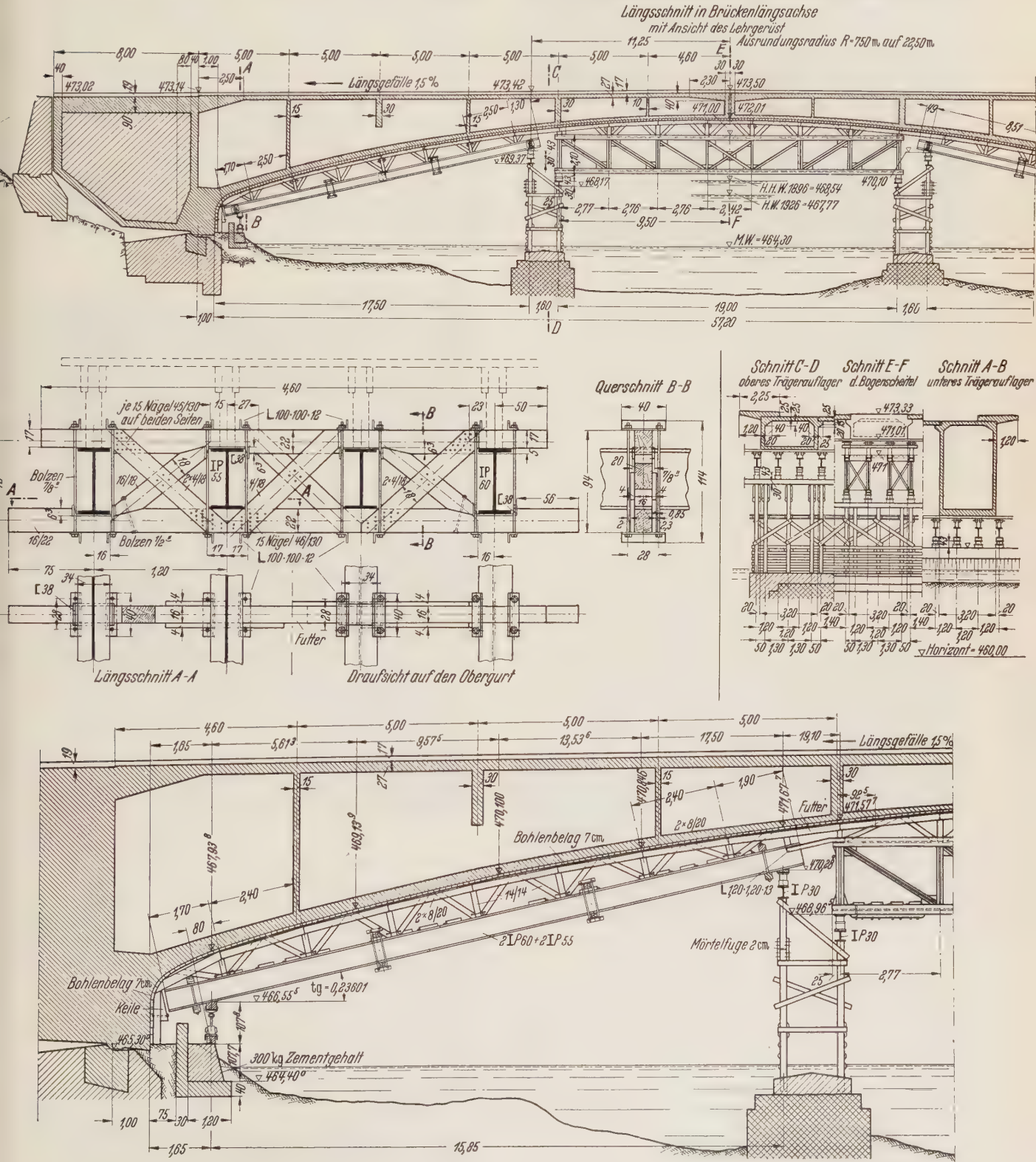
Die Herdbrücke in Ulm und die Inselbrücke in Neu-Ulm.

Von Regierungsbaumeister **Albert Kaiser**, Direktor der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Stuttgart, und Baurat **Hermann König**, Vorstand des Städt. Tiefbauamtes, Ulm/Donau,
(Fortsetzung aus Heft 5 und Schluß.)

Lehrgerüst.

Da die Sohle der Donau an der Brückenstelle aus Fels besteht, mußte die Gründung des Lehrgerüsts hierauf Rücksicht nehmen. Eine Pfahlgründung kam demnach nicht in Frage. Man hatte also eine Lösung unter Zuhilfenahme

der alten Pfeilerfundamente zu suchen. Dies führte nach Abb. 12 zu einem frei tragenden Lehrgerüst über 3 Öffnungen. Für die Mittelloffnung verwendete man vorhandene stählerne Fachwerkträger von 19,00 m Spannweite, die durch Kriegseinwirkung stark beschädigt und zuerst in-



stand zu setzen waren; für die Seitenöffnungen kamen Träger I P 55 und I P 60 mit 15,85 m Stützweite — wie sie eben beschafft werden konnten — zur Verwendung. Auf den Resten der Zwischenpfeiler wurden Doppeljoche in 1,60 m Abstand in Holz errichtet und Vorköpfe als Eisbrecher betonierte. Der Unterbau wurde auf die ganze Brückenbreite erstellt, während das Obergerüst nur für das mittlere Gewölbe hergestellt und für die äußeren Gewölbe seitlich



Abb. 13. Seitenöffnung des Lehrgerüsts.

zweimal verschoben wurde. Ursprünglich waren für das Lehrgerüst Holznagelbinder vorgesehen. Wegen der schwierigen Beschaffung des Holzes und der Nägel hat man diese wieder verworfen, nachdem man festgestellt hatte, daß die beschädigten Fachwerksbinder keine größeren Kosten für die Instandsetzung verursachen würden, als zur Materialbeschaffung für die Nagelbinder notwendig war, und da es außerdem ratsam schien, die auch für die Seitenöffnungen vorgesehenen Nagelbinder nicht in das Hochwasserprofil der Donau hineinragen zu lassen. Die Träger der Seitenöffnungen wurden der abfallenden Bogenleibung entsprechend unter einer Neigung von 13° verlegt (Abb. 13). Man verwendete je 4 Peinerträger, und zwar 2 I P 55 innen und 2 I P 60 außen in symmetrischer Anordnung, die in den Drittelpunkten durch Diagonalverbände zug- und druckfest miteinander verbunden wurden. Der Holzaufwand für die sichelförmigen Aufsattelungen über diesen Trägern war gering; sie wurden auf dem Reißboden fertig



Abb. 14. Gesamtübersicht des Lehrgerüsts.

zusammengefügt und als Ganzes eingebaut. Abb. 14 zeigt das Lehrgerüst unmittelbar nach dem Einbau.

Die Durchbiegung des Fachwerks und der Seitenöffnungen wurde für die notwendige Überhöhung des Bogens berechnet. Die tatsächliche Durchbiegung des Fachwerks allein hat die zu 1 cm errechnete nicht ganz erreicht. Die Einsenkung der Seitenträger betrug nur $\frac{2}{3}$ des zu 6 cm errechneten Wertes. Offenbar hat die sichelförmige Aufsattelung an der Lastübertragung mitgewirkt. Das Obergerüst wurde auf Sandtöpfe gestellt, die bis zu 25 t beansprucht wurden.

Die Überhöhung der Brücke im Scheitel wurde zu 10,0 cm gewählt; sie setzt sich aus folgenden Werten zusammen:

Stützensenkung der Pfostenjoche	0,8 cm
Elastische Durchbiegung des Fachwerks infolge Eigengewicht und Auflast	1,0 cm
Elastische Durchbiegung des Bogens infolge Eigengewicht	2,2 cm
Senkung infolge Kriechens und Schwindens	4,8 cm
Zur Sicherheit und zur Aufrundung	1,2 cm
zusammen =	10,0 cm

Bauvorgang.

Die Bogenrippen und die Ausleger wurden in Lamellen betonierte; auf die Verformung des Lehrgerüsts in den drei Öffnungen war unter Beachtung der geringen Nachgiebigkeit der Zwischenjoche Rücksicht zu nehmen. Die Ausleger wurden auf die ganze Brückenbreite vor den Kastenrippen der Hauptöffnung betonierte, so daß dem Moment der mittleren Kastenrippe um die Kämpferlinie im ersten Bauabschnitt ein größeres Auslegermoment gegenüberstand. Die Ausleger blieben bis zum Schluß in Schalung unterstützt. Erst die fertige dritte Bogenrippe brachte ein Übergewicht nach der Flußöffnung.

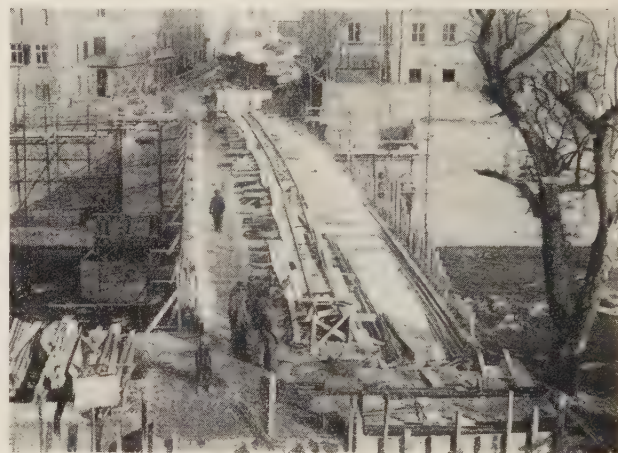


Abb. 15. Bauzustand nach Fertigstellung des 2. und 3. Bogens.

Die drei verschiedenen Bauabschnitte bedingten besondere Überlegungen für jeden Lastfall. Beim Spannen der Seile für den mittleren und den einen äußeren Bogen hob sich die Leibung nach der Berechnung über dem Fachwerk und den festen Jochen selbständig von der Unterlage ab. Die Hebung des Scheitels infolge Vorspannung allein war um 0,4 cm größer als die Durchbiegung der beiden frei auskragenden Bogenscheiben, wobei sich die Gelenkfuge im Scheitel nach der Berechnung um 1,2 cm öffnen sollte. Die wirklichen Werte waren jedoch nur etwa halb so groß, weil der Elastizitätsmodul des Betons zweifellos viel größer war als der Rechnungswert von $250\,000\text{ kg/cm}^2$ und weil in den noch satt anliegenden Teilen der Seitenöffnungen Reibungskräfte wirksam waren. Voraussetzung für das Zustandekommen der angegebenen vertikalen und waagrecht Verformungen ist, daß das Auslegermoment um die Kämpferachse mindestens gleich dem der frei auskragenden Bogenrippen ist. Nach Fertigstellung des mittleren Bogens betrug das Kippmoment des Auslegers mit Auftrieb bis Kote 468,50 das 1,82fache des Kragmoments der Bogenrippe. Beim Spannen des zweiten Bogens ging die Kippsicherheit unter den gleichen Voraussetzungen auf 10 zurück, d. h. die Gewichte waren in der Schwebelage, so daß nunmehr die an Stelle der Gelenke zunächst eingebauten Holzstempel im Scheitel zur Wirkung kommen konnten. Abb. 15 zeigt diesen Bauzustand. Der letzte Bogen erweckte schließlich eine Scheitelkraft von 342 t, die sich auf die beiden ersten Bögen verteilte, während der dritte

Bogen zunächst noch frei auskragte. Die unter Druck befindlichen Holzstempel wurden nun bei den beiden Bogen gegen je zwei hydraulische Pressen ausgewechselt; auch im dritten Bogen wurden zwei hydraulische Pressen zunächst lose eingebaut und nun die unterschiedlichen Scheiteldrücke bis zu dem Wert ausgeglichen, der dem errechneten Scheiteldruck aus ständiger Last entsprach. Dieses Vorgehen hatte noch den Zweck, die an den Seitenwänden des Auslegers etwa wirksamen Reibungskräfte auszugleichen, so daß in den Bögen die tatsächlich errech-



Abb. 16. Ansicht der Herdbrücke.

nete Stützlinie wirkt. Die Pressen blieben so lange eingebaut, bis die Betonquader hinter den Scheiteltellenen genügend erhärtet waren. Erwähnt sei noch, daß die Querträger in den Lücken zwischen den Bogenrippen erst nach dem Druckausgleich im Scheitel betoniert wurden.

Ferner wurden die Grenzwerte der Randspannungen einer Bogenscheibe für den Bauzustand ermittelt, die bei der Einleitung der Seilspannung von 8000 kg/cm² und bei



Abb. 17. Seitenansicht der Herdbrücke.

gleichzeitig wirkendem Winddruck vorkommen, wenn also die Bogenscheibe im Kämpfer voll eingespannt und sonst frei auskragend gedacht ist. Für diesen Fall tritt die größte Druckbeanspruchung von 45 kg/cm² in Schnitt V oben und die kleinste Druckreserve von 1,0 kg/cm² in Schnitt I oben auf. Kommt der außermittig wirkende Scheiteldruck hinzu, so erhöht sich die Druckspannung von 10 kg/cm² auf 26 kg/cm².

Weitere Einzelheiten.

Nach Fertigstellung der Betonarbeiten erhielt der Rücken der Fahrbahnplatte eine Abdichtung. Diese bestand aus einer Lage Jutegewebebahn und einer Lage Wollfilzpappe. Darüber wurde ein 4 cm starker Schutzbeton aufgebracht. Der Ausbildung der Bewegungsfugen wurde besondere Beachtung geschenkt. Als Fahrbahnbelag wurde in Anpassung an die anschließenden Pflasterstraßen Granitklein-

steinpflaster verwendet. Den Gehwegbelag bildet ein 2 cm starker Gußasphalt. Das Schutzgeländer von 1,0 m Höhe, aus einfachen Flach- und Kanteisen gebildet, gibt in seiner gleichmäßig feinen Gliederung zusammen mit der in sie eingefügten Brückenbeleuchtung dem Aussehen der Brücke

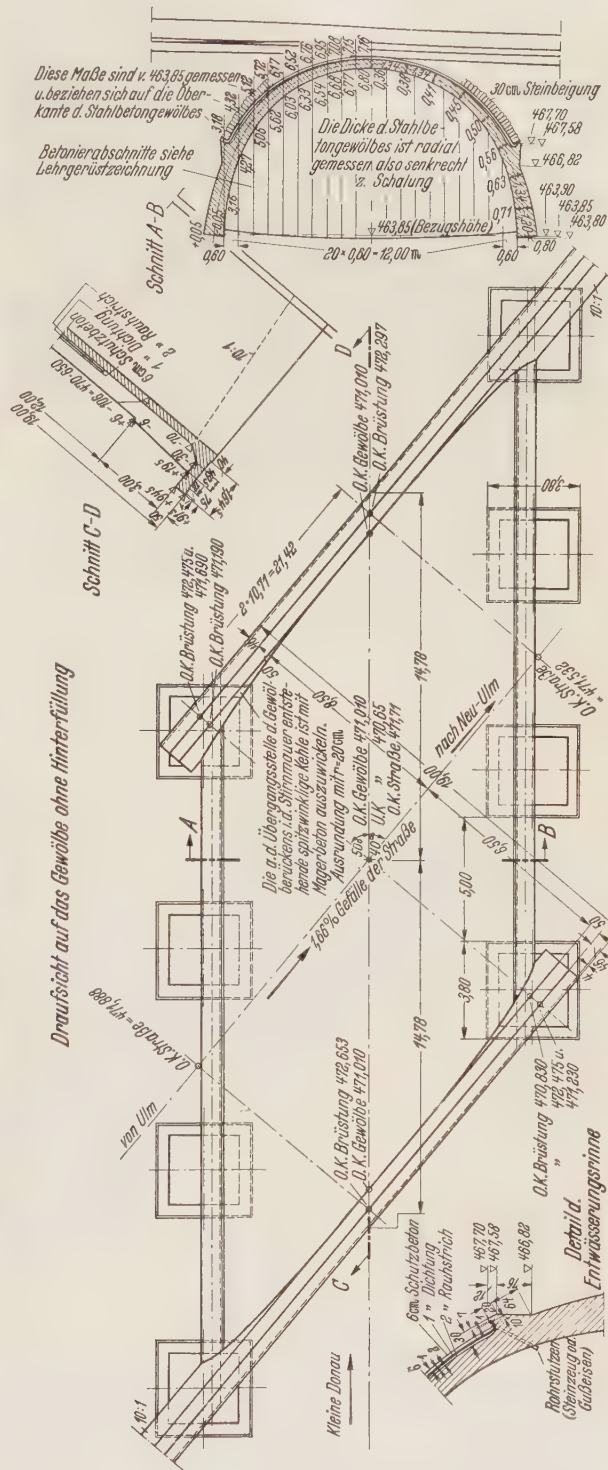


Abb. 18. Übersicht mit Grundriß der Inselbrücke.

eine besondere Note. Erwähnenswert ist noch der Bau des auf Ulmer Seite unterstromig gelegenen Brückenabganges. Hier wurde im Zusammenhang mit dem Uferweg auf der Stadtmauer unter Verwendung eines prächtigen alten Baumes eine reizvolle Lösung eines vom Hauptverkehr abgetrennten Vorplatzes gefunden.

Zum Schluß sollen zwei Aufnahmen der fertigen Brücke (Abb. 16 u. 17) beweisen, daß sie auch in der Formgebung als wohl gelungen bezeichnet werden kann. Hervorzuheben

ist noch, daß es gelang, nach dem Rüttelverfahren einen Beton von seltener Schönheit herzustellen. Dieses Verdienst dürfen die am Bau Tätigen für sich buchen, die sich



Abb. 19. Absenken der Brunnen.

dem Gelingen des Werkes mit viel Umsicht und großer Liebe hingegeben haben.

Die Herdbrücke hätte ihren Zweck, den Verkehr auf kürzestem Wege von Ulm nach Neu-Ulm zu leiten, ohne die gleichzeitige Erneuerung der zerstörten Brücke über die „Kleine Donau“ nicht erfüllen können. Es wurde deshalb im Januar 1948 auch mit dem Bau dieser Brücke begonnen. Obwohl diese Brücke ganz auf Neu-Ulmer Boden liegt, haben die beiden Städte Ulm und Neu-Ulm in freundschaftlich-nachbarlicher Weise die Kosten des Aufbaus gemeinsam getragen.

gelehnt. Die Schräglage der Brücke von 40° stellte eine schwierige aber auch reizvolle Aufgabe. In Anpassung an den Charakter der Kleinen Donau mit ihren beiderseitigen Backsteinufermauern wurde eine Gewölbeform mit massiven Brüstungen gewählt.

Man wählte zunächst ein schiefes Gewölbe mit 85 cm Scheitel- und 1,60 m Kämpferstärke, für das eine geringe Bewehrung vorgesehen war. Die Gründung des Gewölbes sollte auf Kies auf Höhe 462,0 mit durchgehenden Stampfbetonbanketten erfolgen. In den Ausschreibungszeichnungen war die Felslinie entsprechend den Untergrundausschlüssen nur etwa 90 cm tiefer auf Höhe 461,10 eingetragen, so daß eine Gründung bis zum Fels geboten schien, falls diese ohne höheren Kostenaufwand möglich wäre.

Die Wayss & Freytag A. G. hatte nun im Verfolg dieser Absicht zusammen mit der C. Baresel A. G. eine Sonderlösung eingereicht (Abb. 18). Eine tiefere Gründung bis zum Fels in der bauseits vorgesehenen Weise mit durchgehenden Banketten hätte eine wesentliche Verteuerung verursacht, da außer den umfangreicheren Gründungskörpern längere Spundwände und eine kostspieligere Wasserhaltung notwendig geworden wären. Verbilligungen bei einer Tiefergründung konnte man nur von einer gleichzeitigen Verringerung der Gründungsgrundflächen erhoffen, dadurch, daß man eine für Fels wesentlich höhere Pressung von 6 kg/cm^2 ausnützte. Für Kies hätte man nur 3 bis $3,5 \text{ kg/cm}^2$ zulassen dürfen.

Der Sondervorschlag sah nun vier einzelne Senkbrunnen für jede Gewölbeseite vor, wofür der untere Teil des Gewölbes tragend auszubilden war. Mit dieser Brunnengründung sollte gleichzeitig auch eine Verbilligung in der Umschließung der Baugrube und in der Wasserhaltung erzielt werden. Die Bauherrschaft stimmte der vorgeschlagenen Art der Gründung zu. Für ihre Entscheidung war aus-

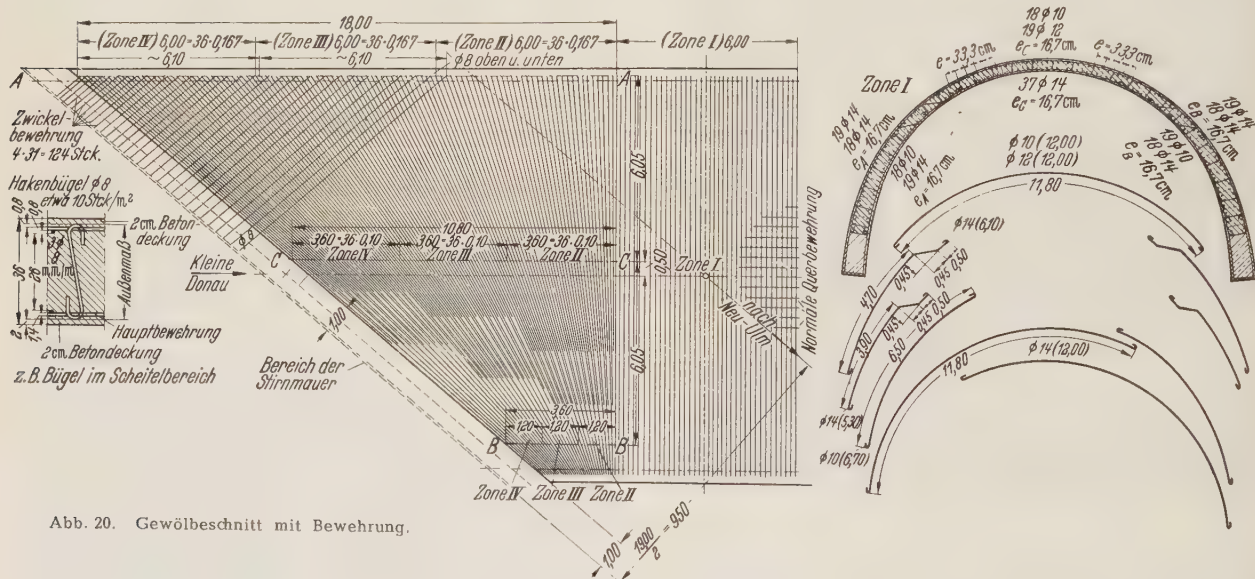


Abb. 20. Gewölbeschnitt mit Bewehrung.

II. Inselbrücke über die Kleine Donau.

Die hierfür notwendige Planung war von dem Gedanken getragen, die Insel in ihrem bisherigen Charakter zu erhalten. Nachdem für die Wasserführung der Donau beim Aufbau der Herdbrücke eine bedeutende Verbesserung erreicht wurde, konnte der Durchflußquerschnitt der Kleinen Donau bei der Inselbrücke eingengt werden. Über die neue Straßenführung auf der Insel und die neue Lage der Inselbrücke wurde bereits oben das Wesentliche angeführt. Bemerkenswert ist noch die Tatsache, daß die Marienstraße mit ihrer vollen Fahrbahnbreite von 12,0 m über die Inselbrücke hinweggeführt wurde. Die Fahrbahnbreite der Herdbrücke war auf ein Mindestmaß von 9,00 m herabgesetzt worden. Bei der Gestaltung der Inselbrücke wurde bewußt jede Anlehnung an die Form der Herdbrücke ab-

schlaggebend, daß die Schichtung des Bauuntergrundes genau bekannt war. Diese Kenntnisse wurden im Senkkasten des Neu-Ulmer Fundamentes der Herdbrücke gewonnen. Hier zeigte sich, daß sofort nach der Kiesablagerung der gesunde, standfeste Fels ansteht.

Ein weiteres Merkmal des Sondervorschlages bestand darin, daß man unter Beibehaltung der Gewölbeachse die Gewölbestärke auf weniger als die Hälfte verringerte, wogegen die Bewehrung nach den statischen Erfordernissen entsprechend zu erhöhen war.

Die Brunnen erhielten einen quadratischen Grundriß von $3,80 \times 3,80 \text{ m}$ bei einer Wandstärke von 45 cm. Sie waren 3,00 m hoch, etwas bewehrt und wurden in Geländehöhe auf einem vorbereiteten Planum an Ort und Stelle betoniert. Die Schalung wurde für zwei Senkkasten vor-

gehalten und demnach viermal verwendet. Das Absenken der Brunnen wurde bis Oberkante Brunnen mit einem Greifbagger durchgeführt, der den Kies aus dem Brunneninnern herausholte (Abb. 19). Bis 3 m Tiefe ging das Absenken programmgemäß vonstatten. Beim weiteren Abteufen bereitete die Wasserhaltung große Schwierigkeiten, weshalb man die Brunnen mit Betonaufsätzen von 50 cm Höhe und 10 cm Stärke versah. Durch Abtasten des Untergrundes in den Brunnen mit Sondiernadeln konnte man am Klang feststellen, daß der Fels in 80 bis 90 cm Tiefe mit Sicherheit zu erreichen war. Die Brunnen wurden dann noch soweit abgesenkt, als es diese Betonaufsätze zuließen. Dabei wurde der Kies aus den Senkbrunnen mit einer Mammutpumpe gefördert, die mit Druckluft betrieben wurde. Mit der Mammutpumpe wurde die ganze Grundfläche der einzelnen Senkkasten bestrichen und der Kies bis zum Felsen entfernt, was eine gewisse Erfahrung in der Handhabung erforderte. Hierauf wurde der Unterwasserbeton eingebracht, womit die Gründung im wesentlichen beendet war. Der Achsabstand der Brunnen betrug 8,80 m und der lichte Abstand zwischen ihnen 5,0 m. Die größte Kantenpressung des Senkkastensfundaments ergab sich zu 6 kg/cm^2 .

Für das Brückengewölbe wurde eine Einspannung in den Brunnen angenommen. Der untere Teil des Gewölbes hatte als Träger die Aufgabe, die vom Gewölbe anfallenden Lasten auf die Brunnen zu verteilen; er wurde für diese Trägerwirkung bis auf eine Höhe von 1,50 m bemessen und als erster Gewölbeabschnitt betoniert. Das Ge-

spannungen Rechnung tragen soll. Über den Gewölbeenden wurden Stirnmauern angeordnet, die in die massiven Brüstungen übergehen. Die Bewehrung betrug bei dem schlanken Gewölbe rd. 17 t ; das ist nur wenig mehr, als die nach



Abb. 21. Bewehrung des Gewölbes.

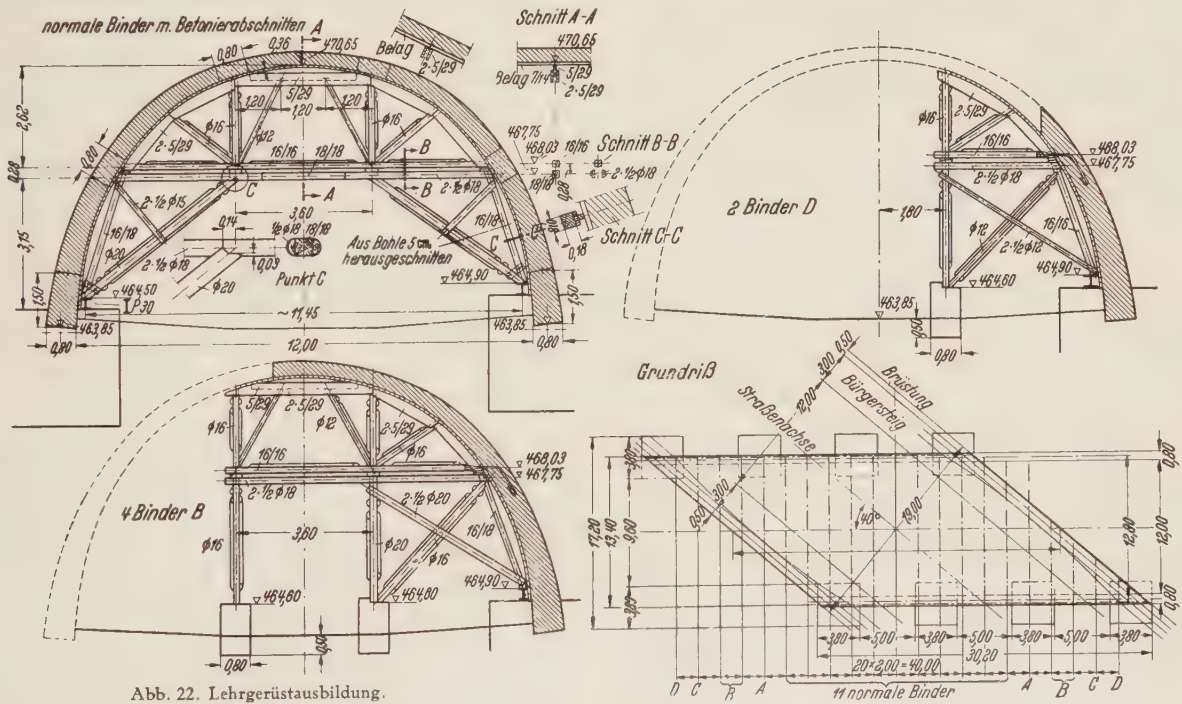


Abb. 22. Lehrgerüstausbildung.

wölbe hat eine Spannweite von 12,80 m rechtwinklig zur Flußachse, was einer Spannweite von 19,90 m in der Straßenachse entspricht. Es erhielt die Form einer Stützlinie für ständige Lasten, bezogen auf das über 12,80 m rechtwinklig zur Flußachse gespannte Gewölbe, wofür die Bewehrung entsprechend ermittelt wurde. Verschiedene Versuche mit anderen von der Stützlinie abweichenden Gewölbeformen wurden wieder verworfen, weil sie zu einem wesentlich größeren Stahlverbrauch geführt hätten. Die Bewehrung wurde im mittleren Bereich des Gewölbes rechtwinklig zur Brückenachse verlegt und im äußeren Bereich allmählich bis zur Schiefe parallel der Straßenachse verschwenkt (Abb. 20). Die spitzen Enden des Gewölbes erhielten eine die Hauptbewehrung kreuzende Zusatzbewehrung, die aus Abb. 21 ersichtlich ist und den Neben-

den Vorschriften verlangte Mindestbewehrung. Die größten Betonbeanspruchungen betragen im Scheitel 28 kg/cm^2 , im Gewölbeviertel 16 kg/cm^2 und im Kämpfer 19 kg/cm^2 .

Von der ursprünglichen Absicht, die Lehrgerüstbinder in die Gewölbeschräge zu legen, ging man wieder ab, weil die schrägen Anschnitte an den Kranzhölzern Schwierigkeiten bereitete und weil die größere Spannweite zu starke Holzabmessungen erfordert hätten. Der Unterbau des Lehrgerüsts (Abb. 22) ist als Sprengwerk ausgebildet, das sich nach den Kämpfern abstützt. Die dadurch bedingte Dreiteilung wurde für das Obergerüst beibehalten. Zwischen Ober- und Untergerüst wurden für die spätere Absenkung Hartholzkeile angeordnet. Infolge der Brückenschiefe und der rechtwinkligen Anordnung der Binder entstanden ober- und unterstrom je 5 unvollständige Binder, die in Abb. 22

teilweise gezeichnet sind. Für das gesamte Lehrgerüst wurden 46 m^3 Holz benötigt, ohne die Gewölbeschalung, die 48 m^3 Holz erforderte.

Die Kleine Donau kann bei höchstem Hochwasser etwa bis zur halben Höhe des Gewölbes steigen. Es war also nicht nötig, die Dichtung auf dem Gewölberücken weiter



Abb. 23. Ansicht der Inselbrücke.

als bis zu dieser Höhe herunterzuführen. Die Dichtung besteht aus einer Lage Jutegewebe und einer Lage Wollfilzpappe, die auf einem 2 cm starken Rauhschutt verlegt und mit einem 6 cm dicken Beton geschützt wurde. Die Dichtung wurde auf der Höhe der Hochwasserlinie von einer durchlaufenden Rinne aufgefangen, die außerdem als Auflager für die etwa 30 cm starke Steinbiegung dient. Diese reichte von dort aus etwa 3 m hoch hinauf.

Die Stirnwände über dem Gewölbe und beide Seiten der massiven Brüstungen sind mit Tuffsteinen verkleidet. Die Stirnansicht des Gewölbes ober- und unterstrom wurde

fein gespitzt; sie tritt über die Steinverkleidung noch 3 cm hervor. Platten aus Tuffstein, 10 cm dick, bilden die Abdeckung der massiven Brüstung. Das Material für die durchschnittlich 15 cm dicken Steinplatten und für die Abdeckplatten der Brüstungen wurde bei der Räumung der zerstörten Donaubrücke gewonnen. Abb. 23 zeigt die Inselbrücke mit der ruhig wirkenden schönen Tuffsteinverkleidung. Der schwierige Übergang in den Ecken zu den mit alten Backsteinen verkleideten Anschlußmauern wurde nach sorgfältigen Modellstudien gut gelöst. Das Hinterfüllen des Gewölbes und der Einbau der Granitkleinplasterdecke machten die Brücke fahrbereit.

Die Herdbrücke über die Donau und die Inselbrücke über die Kleine Donau zeigen vom konstruktiven Standpunkt aus manche bemerkenswerte Neuerungen. Beide Ausführungen bedeuten einen Schritt vorwärts in der Anwendung neuer Baumethoden. Sie stellen außerdem eine in jeder Beziehung befriedigende Lösung dar und zeigen zudem, daß bei einer verständnisvollen Zusammenarbeit zwischen Auftraggeber und Unternehmer eine Leistung erzielt werden konnte, auf die alle Beteiligten stolz sein können. Einige Zahlen über Baustoffe und Baukosten mögen die Betrachtung abschließen. Zum

Bau beider Brücken wurden angeliefert: 6800 m^3 Kies, 1300 t Zement, 135 t Rundstahl. Die gesamten Baukosten einschließlich der Anschlüsse von Straßen und Ufermauern betrugen 1,3 Mio. Mark; davon 600 000 Reichsmark.

Bis zur Währungsreform waren auf der ganzen Baustelle durchschnittlich 35 Bauarbeiter täglich beschäftigt. Diese Zahl erhöhte sich im letzten Jahr auf 70 und in den letzten 3 Monaten auf 150 Mann.

Am 8. August 1949, dem Schwörmontag der Stadt Ulm, wurden beide Brücken nach einer feierlichen Einweihung dem Verkehr übergeben.

Grundlagen und Theorie des Stahlfederdalbens.

Von Oberbaurat H. Wedekind, Hamburg.

(Fortsetzung aus Heft 9 und Schluß.)

D. Dimensionierung der Stahldalben.

Im Zusammenhang mit der Verwendung von Stahl und der Verwendung tragfähigerer Einzelpfähle tauchte die Frage der Dimensionierung auf. Wieviel Stahlpfähle eines bestimmten Profils sind z. B. notwendig, um einen 16pfähligen Holzdalben zu ersetzen? Die Antwort ist einfach: Einen Stahldalben, der die gleiche Tragfähigkeit und die gleiche Durchbiegung, d. h. gleiches Arbeitsvermögen aufweist wie der Holzdalben! Nicht so einfach ist allerdings die Berechnung der Leistungsfähigkeit des hölzernen Dalbens, weil es sich um ein Mittelding zwischen einem hochgradig statisch unbestimmten räumlichen System und einem einfachen Pfahlbündel handelt (Abb. 1), dessen Starrheitsgrad in den Verbindungspunkten für die Berechnungsweise maßgebend ist.

Wegen dieser Schwierigkeit hat man bisher meist nach dem Gefühl gearbeitet. Dabei besteht aber die Gefahr, daß die stählernen Dalben viel zu schwer gemacht werden. Wählt man dann noch eine nicht genügend elastische Konstruktion, so kann leicht ein für die sehr empfindlichen Schiffe wenig befriedigendes Ergebnis herauskommen.

Es ist nun nicht möglich, wie sonst in der Statik üblich, von der Lastseite aus vorzugehen, d. h. von irgendwelchen Lastannahmen, und danach die Kräfte bzw. das

notwendige Arbeitsvermögen des Dalbens zu bestimmen, weil die von den Schiffen ausgehenden Einwirkungen auf den einzelnen Dalben sich der Schätzung entziehen und weil der Dalben bei einer nicht berechenbaren Größe dieser Einwirkungen zugrunde gehen soll, um Beschädigungen der Schiffskörper zu verhüten.

Die auf einen Dalben wirkenden **Zugkräfte** greifen immer in Höhe der Vertäuvorrichtung an; sie entstehen durch Wind- oder Strömungskräfte am vertäuten Schiff oder beim Anlegen durch das Heranholen an die Dalbenreihe mit Hilfe der Schiffswinden. Größere Schiffe werden bei einem solchen Anlegemanöver immer von mehreren Schleppern unterstützt, so daß die volle Kraft niemals etwa von einem Dalben allein aufgenommen werden mußte. Während die Gesamtzugkraft aus Wind oder Strömung einigermaßen zutreffend berechnet werden kann, ist ihre Verteilung auf die einzelnen haltenden Dalben von der Art der Vertäuerung und der Richtung, Neigung sowie Vorspannung der Trossen abhängig, also völlig unbestimmt.

Druckkräfte wirken auf den Dalben, wenn Wind oder Strömung das Schiff gegen die Dalbenreihe drücken. Ihr Angriffspunkt ist abhängig von Schiffs- und Dalbenform, er kann theoretisch in jeder Höhe liegen. Da immer der Einspannungsquerschnitt der Einzelpfähle im Unter-

grunde für die Tragfähigkeit maßgebend ist, ist ohne weiteres klar, daß die Aufnahmefähigkeit eines Dalbens für Druckkräfte um so größer ist, je tiefer deren Angriffspunkt liegt. Bei neuzeitlichen Schiffen mit lotrechter Seitenwand, die ihre Kräfte an den Dalben etwa in Höhe des Schiffsbodens abgeben, liegen deshalb besonders günstige Verhältnisse für die Aufnahme solcher Druckkräfte vor. Stahldalben sind bislang immer mit lotrecht gerammten Pfählen hergestellt worden, und zwar aus dem einfachen Grunde, weil bei den bisherigen Konstruktionen die Verbände nur bei lotrecht stehenden Pfählen angebracht werden konnten. Beim Stahlfederdalben bietet sich dagegen die Möglichkeit, von dem Vorteil leicht geneigter Pfähle Gebrauch zu machen; die ziemlich starken, aufeinander genieteten Außenplatten der Schiffe oder die über die Außenhaut vorspringenden Teile der Aufbauten können sich bei geneigten Pfählen niemals aufsetzen oder in ihrem Farbanstrich beschädigt werden. Eine Spreizung der Pfähle ist auch wegen der Vergrößerung des haltenden Erdkeiles erwünscht. Man kann nicht einwenden, daß es wegen der besseren elastischen Nachgiebigkeit in den höheren Punkten des Dalbens verkehrt wäre, durch die Schrägstellung den Kraftangriff nach unten zu verlagern, denn diese Verlagerung tritt mit zunehmender Durchbiegung der Pfähle bei lotrechter Schiffswand von selbst ein. Das Maß der Schrägstellung richtet sich beim Stahlfederdalben mit Rücksicht auf die Montage der Kuppelscheibe nach dem zur Verfügung stehenden Spielraum und der Form des Dalbens. Bei hohen Dalben genügt bereits Schrägstellung 100:1, um den Kopf des Pfahles genügend weit von der Schiffswand zu entfernen (Abb. 8).

Auch bei reiner Druckbelastung ist eine zuverlässige Verteilung der Gesamtlast auf die einzelnen haltenden Dalben nicht möglich, weil sie von der Form des Schiffes abhängt und weil es praktisch nicht gelingen wird, eine mathematisch genaue Flucht der Dalbenreihe herzustellen.

Bei der Aufnahme von Stößen, von der leichten Berührung bis zum vernichtenden Rammstoß, handelt es sich nicht um ein statisches, sondern um ein dynamisches Problem: die kinetische Energie des Schiffes muß durch das Arbeitsvermögen des Dalbens aufgenommen oder — bei schweren Stößen — zumindest gebremst werden gemäß

$$\frac{m \cdot v^2}{2} = \frac{P \cdot f}{2} \quad (1)$$

Darin bezeichnen m = Masse des Schiffes, v = Geschwindigkeit des Schiffes, P = Reaktionskraft des Dalbens, f = Durchbiegung des Dalbens. Betrachtet man, um die Zusammenhänge leichter zu erkennen, einen einzelnen freistehenden Pfahl, so ergibt sich die Reaktionskraft

$$P = \frac{W \cdot \sigma}{h} \quad (2)$$

mit W = Widerstandsmoment des Einspannungsquerschnittes, σ = zugelassene Spannung, h = statische Höhe (die statische Höhe erhält man genügend genau, wenn zu der freien Höhe zwischen Hafensohle und Kraftangriffspunkt 10 v. H. hinzugeschlagen werden). Die Durchbiegung des Einzelpfahles ist

$$f = \frac{P \cdot h^3}{3 E J} \quad (3)$$

mit E = Elastizitätszahl, J = Trägheitsmoment des Einspannungsquerschnittes. Setzt man nun Gl. (2) in Gl. (1) und (3) ein, so ergibt sich

$$\frac{m \cdot v^2}{2} = \frac{W^2 \cdot \sigma^2}{6 E J} \cdot h \quad (4)$$

Mit steigender Höhe des Kraftangriffes h nimmt die Tragfähigkeit P nach Gl. (2) ab, das Arbeitsvermögen dagegen nach Gl. (4) zu. Da die Schiffsstöße in der Regel tief

angreifen oder mit der Durchbiegung nach unten wandern, kommt es entscheidend darauf an, die Durchbiegefähigkeit auch in den Unterwasserteilen des Dalbens so groß wie möglich zu machen. Bei allen, einem Dalben noch zuzumutenden Stößen handelt es sich um verhältnismäßig langsam anstoßende, wenn auch große Massen; sobald die Geschwindigkeit einer solchen Masse ein bestimmtes Maß überschreitet, soll und muß der Dalben zu Bruch gehen. Diese Grenze läßt sich aber durch Belastungsannahmen nicht festlegen.

Masse gegen Masse zu setzen, um die Stoßenergie zu vernichten, ist ein ungeeignetes Mittel, weil Stöße dann nicht mehr weich aufgenommen werden können. Deshalb haben sich auch einige frühere Konstruktionen, wie z. B. mit Sand gefüllte Spundwandringe, nicht durchsetzen können. Auch Sandfüllungen der Pfähle haben, in Anbetracht der vielfach größeren Masse des Schiffes, keinen Zweck, sie hindern nur die weiche Aufnahme der Stöße.

Drehbeanspruchungen des Dalbens, die beim Entlanggleiten des Schiffes oder bei exzentrisch wirkenden Trossen auftreten, spielen erfahrungsgemäß keine maßgebende Rolle und können deshalb außer Betracht bleiben.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die am Dalben wirkenden äußeren Kräfte nicht durch Belastungsannahmen festgelegt werden können, allein die Erfahrung im Betrieb ist maßgebend. Man wird diese durch Beobachtung der Stahldalben über einen längeren Zeitraum gewinnen, bis dahin würde eine gewisse Unsicherheit bestehen bleiben. Um das zu vermeiden, liegt es nahe, die Leistungswerte bewährter hölzerner Dalbenformen zum Vergleich heranzuziehen.

E. Berechnung der Leistungsfähigkeit.

Wenn auch nach vorstehendem die Berechnung von der Lastseite her nicht möglich ist, so kann doch die Leistungsfähigkeit eines Stahlfederdalbens in einfacher Weise zum Vergleich mit derjenigen eines Holzdalbens ermittelt werden. Der Rechnungsgang soll an Hand eines Beispiels dargestellt werden, und zwar

- für Lastangriff in Höhe der Kuppelscheibe,
- für Lastangriff in beliebiger Höhe.

Die Berechnung zu b) dient lediglich dem Vergleiche mit einem idealen Bündeldalben, d. h. einem Dalben, bei

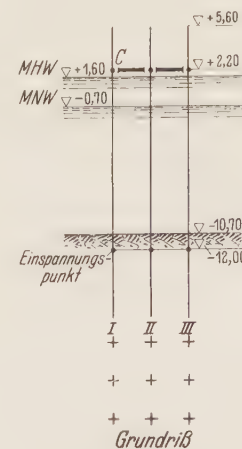


Abb. 10. Schema eines Stahlfederdalbens aus 9 K. P. 24 für 10 m Wassertiefe.

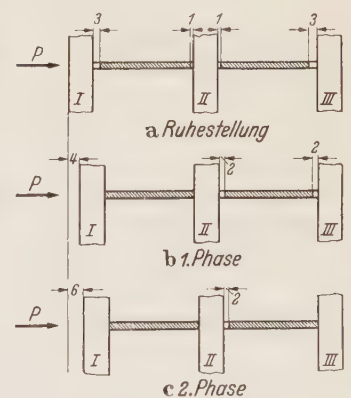


Abb. 11. Bewegungsphasen der Kuppelscheibe des Federdalbens gemäß Abb. 10 (schematisch).

dem sämtliche Pfähle gleichzeitig ohne Zwängung in Funktion treten; für die normale Berechnung ist dieser Rechnungsgang nicht erforderlich.

Beispiel: Stahlfederdalben für Seeschiffe aus 9 KP 24 gemäß Abb. 10 für 10 m Wassertiefe. Die Wasserstände entsprechen den Verhältnissen im Hamburger Hafen.

a) Lastangriff in Höhe der Kuppelscheibe.

Statische Höhe $h = 12,9 + 0,10 \cdot 12,9 = 14,2$ m,Material St 52 mit Streckgrenze $\sigma = 3000$ kg/cm²,

$$E = 21\,000\,000 \text{ t/m}^2,$$

$$J = 44\,600 \text{ cm}^4 = 0,000\,446 \text{ m}^4,$$

$$E \cdot J = 9366 \text{ t/m}^2,$$

$$W = 0,001\,875 \text{ m}^3,$$

$$M_{zul} = W \cdot \sigma = 56,25 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Maximale Tragfähigkeit eines Pfahles

$$P_{zul} = \frac{W \cdot \sigma}{h} = \frac{56,25}{14,2} = 3,96 \text{ t},$$

maximale Durchbiegung eines Pfahles

$$f_C = \frac{P \cdot 2 \cdot h^3}{6 E J} = 3,96 \cdot \frac{2 \cdot 2863}{56\,196} = 0,402 \text{ m}.$$

Für 1 cm Durchbiegung eines Pfahles in C ist eine Kraft erforderlich von

$$P' = \frac{3,96}{40,2} = 0,099 \text{ t}.$$

Ein idealer Bündeldalben aus 9 gleichzeitig wirkenden Pfählen würde demnach $9 \cdot 3,96 = 35,64$ t tragen. Der Federdalben besteht aus drei Reihen mit je drei Pfählen.Der Gesamtspielraum zwischen dem Wirksamwerden der ersten und der letzten Reihe sei zunächst mit $s = 6$ cm angenommen, das sind rd. 15 v. H. von f_C , der sich im Ruhezustand gemäß Abb. 11 a verteilt.

In der Phase 1 (Abb. 11 b) hat sich die Pfahlreihe I ungehindert um 4 cm durchgebogen, d. h. bis die Kuppelscheibe an Pfahlreihe II anliegt. Die zugehörige Last für Pfahlreihe I ist

$$P_I = 3 \cdot 4 \cdot 0,099 = 1,188 \text{ t}.$$

In der Phase 2 (Abb. 11 c) biegen sich die Pfahlreihen I und II so weit durch, daß die Kuppelscheibe an der Pfahlreihe III anliegt, d. h. um weitere 2 cm. Dazu ist eine Kraft

$$P_{II} = 6 \cdot 2 \cdot 0,099 = 1,188 \text{ t}$$

aufzuwenden. In der Phase 3 biegen sich alle drei Pfahlreihen gemeinsam so weit durch, bis für die am höchsten beanspruchte Pfahlreihe I der zulässige Größtwert der Durchbiegung von 40,2 cm erreicht ist.

Die Gesamttragfähigkeit ergibt sich dann folgendermaßen:

	Gesamtdurchbiegung	Tragfähigkeit
Reihe I	$f_C = 40,2$ cm	$3 \cdot 40,2 \cdot 0,099 = 11,88$ t,
Reihe II	$f_C = 40,2 - 4 = 36,2$ cm	$3 \cdot 36,2 \cdot 0,099 = 10,74$ t,
Reihe III	$f_C = 40,2 - 6 = 34,2$ cm	$3 \cdot 34,2 \cdot 0,099 = 10,14$ t,
		$\max P = 32,76$ t.

Wählt man den Gesamtspielraum jetzt zu $s = 12$ cm, das sind rd. 30 v. H. von f_C , und verteilt diesen Spielraum entsprechend Abb. 11 a zu

$$6 - 2 - 2 - 6,$$

so ergibt sich für

$$\text{Phase 1 mit } f_I = 8 \text{ cm: } P_I = 3 \cdot 8 \cdot 0,099 = 2,38 \text{ t},$$

$$\text{Phase 2 mit } f_{II} = 4 \text{ cm: } P_{II} = 6 \cdot 4 \cdot 0,099 = 2,38 \text{ t},$$

und eine Gesamttragfähigkeit

	Gesamtdurchbiegung	Tragfähigkeit
Reihe I	$f_C = 40,2$ cm	$3 \cdot 40,2 \cdot 0,099 = 11,88$ t,
Reihe II	$f_C = 40,2 - 8 = 32,2$ cm	$3 \cdot 32,2 \cdot 0,099 = 9,55$ t,
Reihe III	$f_C = 40,2 - 12 = 28,2$ cm	$3 \cdot 28,2 \cdot 0,099 = 8,37$ t,
		$\max P = 29,80$ t.

Vorstehende Ergebnisse sind in Abb. 12 zusammengestellt. Es ergibt sich, daß beim Federdalben durch das Nach-

einander-Wirksamwerden der Pfahlreihen eine im Vergleich zum idealen Bündeldalben erheblich größere Weichheit erreicht wird. So beträgt die Durchbiegung bei der Laststufe von 4,76 t

beim Bündeldalben 5,4 cm,
beim Federdalben mit 6 cm Spielraum 8,8 cm,
beim Federdalben mit 12 cm Spielraum 12 cm.

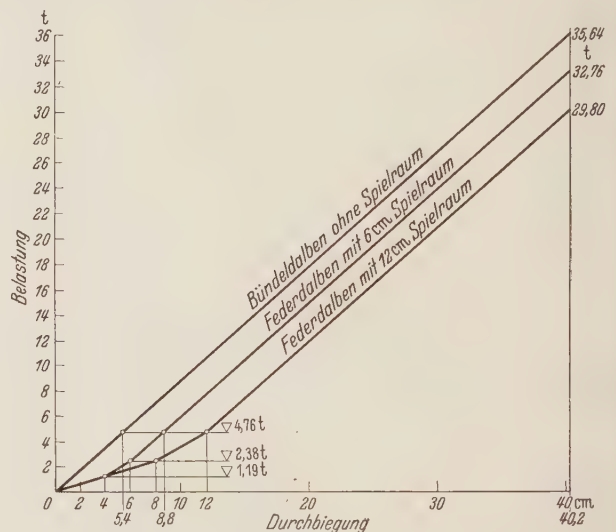
Das Arbeitsvermögen $Pf/2$ ist also wesentlich höher als das des idealen Bündeldalbens. Beim Vergleich ist noch zu berücksichtigen, daß es keinen idealen Bündeldalben gibt, weil die bisher bekannten Verbände eine wirklich freie Beweglichkeit der Einzelpfähle nicht zulassen.Man hat es nun durch geschickte Wahl des Spielraumes in der Hand, die Anfangsweichheit, die für eine weiche Stoßaufnahme und für das ruhige Liegen der Schiffe von ausschlaggebender Bedeutung ist, dem jeweiligen Verwendungszweck anzupassen. Aus wirtschaftlichen Gründen wird man den Spielraum bei Verwendung einheitlicher Profile in der Regel zu $1/8$ bis $1/6$ der Durchbiegung eines freistehenden Einzelpfahles annehmen.

Abb. 12. Vergleich der Durchbiegungen zwischen einem idealen Bündeldalben und einem Stahlfederdalben mit 6 bzw. 12 cm Spielraum für Lastangriff in Höhe des Verbandes.

Theoretisch wäre es sogar möglich, für jeden der neun Pfähle einen Spielraum so festzusetzen, daß diese einzeln nacheinander zur Wirkung kommen, doch würde das in Anbetracht der rauen Bedingungen im Betriebe und der Schwierigkeit einer auf den Millimeter genauen Herstellung eine dem Wasserbau nicht angemessene Verfeinerung bedeuten.

Die bei Verwendung gleichartiger Profile für einen Federdalben notwendig eintretende Einbuße an Endtragfähigkeit steht in keinem Verhältnis zu den erreichten elastischen Vorzügen. Der Verlust läßt sich bei einseitig belasteten Dalben leicht dadurch ausschalten, daß auf der Anlegeseite Pfähle mit geringerem Trägheitsmoment verwendet werden, so daß auch die rückwärtigen Pfähle, die auf Grund ihres größeren Trägheitsmomentes an sich bereits eine geringere Durchbiegung aufweisen, voll ausgenutzt werden können. Bei beiderseitig benutzten Dalben wird meist schon durch die beschränkte Auswahl an Profilen und die Notwendigkeit einer nach beiden Seiten symmetrischen Dalbenform ein gewisser Überschuß an Tragfähigkeit gegenüber dem der Rechnung zugrundegelegten Wert vorhanden sein, der für die Federwirkung ausgenutzt werden kann. Für die Praxis besonders wichtig ist, daß — im Gegensatz zu früheren Konstruktionen — auch ein überdimensionierter Federdalben immer ausreichende Weichheit besitzt, weil jeweils nur so viel Pfähle in Anspruch genommen werden, wie es die gerade wirkende Last erfordert, so daß auch kleinere

Schiffe ohne Gefahr an schwersten Dalben vertäut werden können. Damit ist der Hauptvorteil der hölzernen Dalben auch bei einem stählernen Dalben erreicht.

b) Lastangriff in beliebiger Höhe.

Ein Lastangriff in Höhe des Verbandes kann nur durch Schiffstrossen oder in besonders gelagerten Ausnahmefällen eintreten; die Kräfte werden in der Regel tief angreifen. Bei hölzernen Dalben treffen diese Kräfte auf die verhältnismäßig dünnen Querschnitte der zopfrecht gerammten Außenpfähle (Abb. 1), finden mithin wenig Widerstand. Das Bestreben muß also darauf gerichtet sein, den Stahldalben auch in den tiefliegenden Teilen weich zu machen, um die günstigen Verhältnisse der Holzdalben zu erreichen.

Demnach ist noch zu prüfen, wie sich der Federdalben in dieser Beziehung zu der bislang verwendeten Form der Stahldalben verhält. Die beiden miteinander verglichenen Dalben aus 9 KP 24 in St 52 sind in Abb. 10 und 13 dargestellt. In der Berechnung ist wieder die in der Praxis nicht zutreffende Annahme gemacht, daß sich die einzelnen

Holzdalben zu bestimmen ist, in dieser Beziehung erst in zweiter Linie kommt.

Es ist ohne weiteres klar, daß sich die elastischen Verhältnisse eines Bündeldalbens mit drei Verbänden auch ohne jede Klemmung noch weit schlechter stellen werden als bei dem untersuchten Fall mit zwei Verbänden.

Die Verwendung von St 52 bietet erhebliche Vorteile; wegen der größeren Tragfähigkeit des Einzelpfahles kann die Gesamtzahl der Pfähle um rd. 20 v. H. verringert werden. Da gleichzeitig die Gesamtdurchbiegung wächst, erhöht sich auch das Arbeitsvermögen entsprechend. Die Mehrkosten für St 52 sind gering.

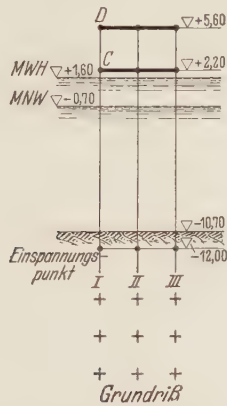


Abb. 13. Schema eines idealen Bündeldalbens aus 9 K. P. 24 für 10 m Wassertiefe mit 2 Verbänden.

Pfähle des Bündeldalbens ungehindert bewegen können. Außerdem wurden zur Vereinfachung der Rechnung nur zwei Verbände angenommen, während bislang meist drei Verbände zur Ausführung gekommen sind.

Die Berechnung wurde durchgeführt für Höhenlagen von P in $-8,70$, $-6,70$, $-4,70$, $-2,70$, $+2,20$ und $+5,60$ NN. Es sollen nur die Ergebnisse gezeigt werden (Abb. 14).

Die Aufgabe war, die Durchbiegungen in den Lastangriffspunkten anzugeben. Die Laststufen wurden gewählt zu 3, 6, 10, 15, 20, 30, 40 und 50 t. Die Werte für den Bündeldalben sind mit B , die für den Federdalben mit F bezeichnet.

Aus den Durchbiegungen (Abb. 14) ergibt sich eine bedeutende Überlegenheit des Federdalbens, vor allem in den normalen Gebrauchslasten, die man für diesen Dalben mit rund der Hälfte der Höchstlast, also bis etwa 15 t annehmen hat. Insbesondere ist die Überlegenheit im Bereiche von $-2,70$ NN. nach unten festzustellen, also gerade in den meist betroffenen Teilen des Dalbens. Damit ist ein weiches und ruhiges Liegen der Schiffe gewährleistet.

Bei den höheren Laststufen gleichen sich die Durchbiegungen immer mehr an; im Endzustand, d. h. unmittelbar vor dem Bruch, zeigt sich die höhere Endlast des idealen Bündeldalbens (Abb. 12) und ein dementsprechend größeres Arbeitsvermögen.

Maßgebend bleiben aber immer die Anforderungen des normalen Gebrauchs, d. h. die kleinen bis mittleren Lasten, während die aufzunehmende Höchstlast, deren Wert zunächst allein durch Nachrechnung bewährter

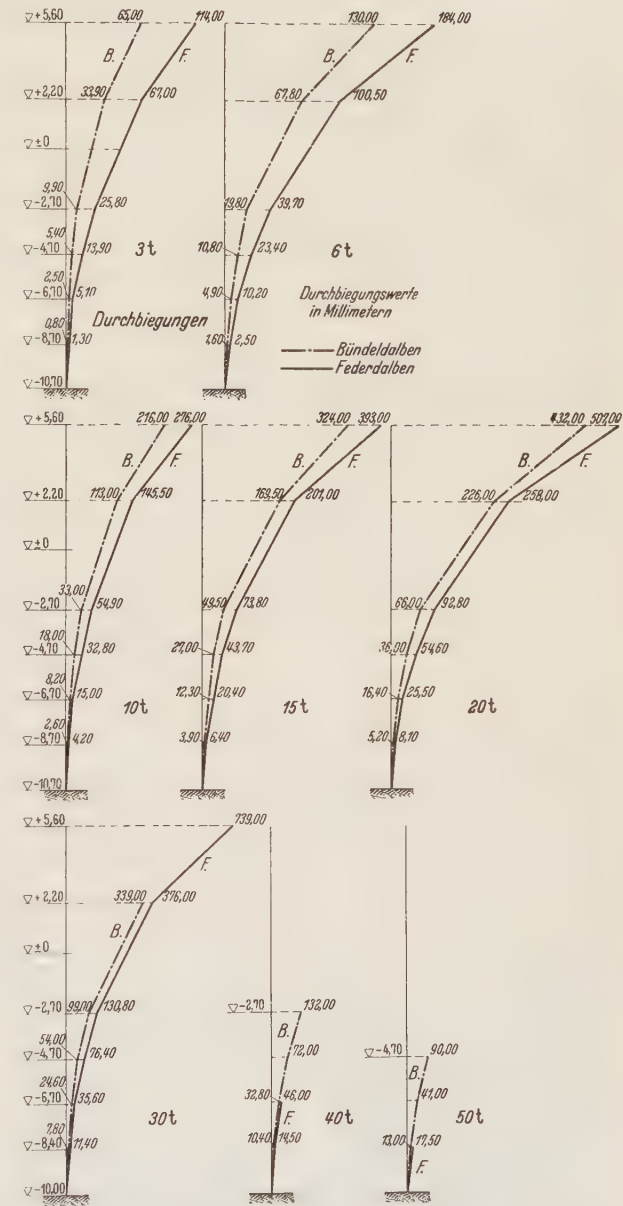


Abb. 14. Vergleich der Durchbiegungen des Stahlfederdalbens F (Abb. 10) und des Bündeldalbens B (Abb. 13) im Angriffspunkt verschieden großer Lasten in verschiedenen Höhen.

Die Konstruktion des Federdalbens berücksichtigt alle praktischen Anforderungen der Herstellung, des Betriebes, der Überwachung und Unterhaltung. Wegen ihrer einfachen Gestaltung, ihrer Wirtschaftlichkeit und ihrer Anpassungsfähigkeit an die gegebenen Verhältnisse sowie der Möglichkeit, für sie sämtliche bekannten Pfahlprofile zu benutzen, wird sich dieser neuen Konstruktion ein weites Anwendungsgebiet im Hafenbau eröffnen.

Umbau von Wegüberführungen anlässlich der Elektrifizierung der Bahnlinie Regensburg—Nürnberg.

Von Dr.-Ing. Heinrich Börner, Regensburg.

Der Elektrifizierung von Eisenbahnstrecken soll künftig mehr Aufmerksamkeit als bisher gewidmet werden. Gegenwärtig wird in Bayern die Strecke Regensburg—Nürnberg für elektrischen Betrieb eingerichtet. Da die erforderliche Lichtraumhöhe bei überspannten Gleisen mit mindestens 5,50 m, normalerweise sogar 6,00 m, größer ist als bei dampfbetriebenen Strecken mit 4,80 m, reicht sie bei den für die letztgenannte Betriebsart errichteten Überführungsbauwerken in vielen Fällen nicht mehr aus.

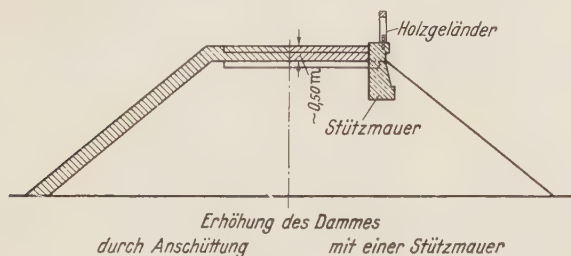


Abb. 1. Aufhöhung des Damms.

Im Bereich der Eisenbahndirektion Regensburg müssen bei rd. 55 km Streckenlänge 12 Brücken gehoben werden. Mit Ausnahme einer Brücke im Bahnhofsbereich Regensburg liegen alle anderen über den beiden Gleisen der

rungen mit diesen zwar kleinen, aber doch recht reizvollen Aufgaben zu beschäftigen haben werden. Über Baumaßnahmen gelegentlich früherer Elektrifizierungen vgl. Fischer [1]¹ und Wittenzellner [2].¹

Die Hebung der balkenförmigen Tragkonstruktionen bietet keinerlei Schwierigkeiten. Sie kann, wenn nötig, ohne längerdauernde Straßensperrung durchgeführt werden, indem zunächst die eine Hälfte der anschließenden Straße angerammt, dann die Brücke gehoben und daraufhin auch die zweite Straßenhälfte erhöht wird. Der Höhenunterschied am Auflager, der in unseren Fällen meist etwa 0,5 m betrug, wurde nicht durch Stahlbetonbalken, die längere Abbindezeiten erfordert hätten, ausgeglichen, sondern durch ausgesteifte Peiner-Träger von entsprechender Profilhöhe.

Ein besonderes Augenmerk muß bei diesen Ausführungen auf einen guten Anschluß der Widerlager an die ebenfalls zu erhöhenden Dämme gelegt werden. Die Dammkrone kann dadurch höhergelegt werden, daß entweder die Böschungen angeschüttet oder kleine Stützmauern an den Böschungskanten gebaut werden (Abb. 1). Da die Aufhöhung nicht hoch (etwa 0,5 m) ist, die Dämme mindestens schon 50 Jahre liegen und auch die Auflasten nicht allzu groß sind, ist aus statischen Gründen gegen

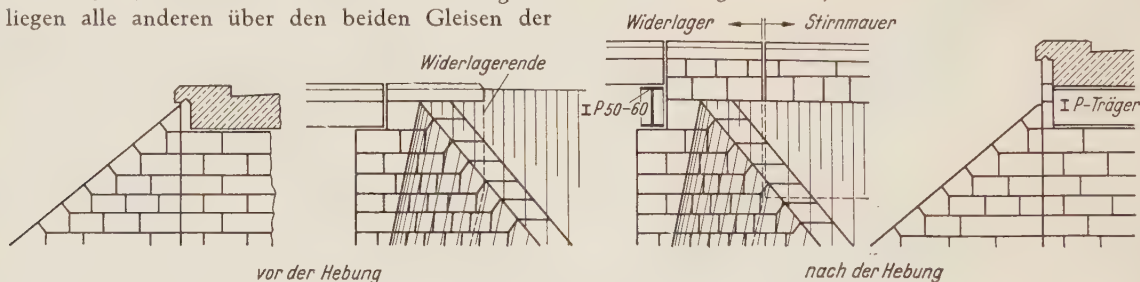


Abb. 2. Erhöhung des Widerlagers bei schrägen Böschungsflügeln.

freien Strecke, haben also nur geringe Länge. Da auch ihre Breite nur zwischen 3,5 und 7,5 m schwankt, handelt es sich um kleinere Objekte. Etwa zur Hälfte sind es gemauerte Bogenbrücken, die anderen haben als Tragkonstruktion einbetonierte Walzträger oder einfache I-Träger mit Zorreseisenbelag und Schotterdecke.

diese kleinen Stützmauern nichts einzuwenden. Man spart damit das Abheben und spätere Wiederaufbringen des Humus und das Anlegen von Abtreppungen an den Böschungen um ein Abrutschen zu vermeiden, auch bleibt der Bewuchs größtenteils erhalten. Da man die Gradienten



Abb. 3. Schlechtes Beispiel einer Widerlagererhöhung.

Die Aufgabe, das Lichtraumprofil dieser Brücken zu vergrößern, ist klein. Trotzdem will auch diese Aufgabe mit Sorgfalt behandelt werden, um billige und ansprechende Lösungen zu finden. Es ist daher gerechtfertigt, über die dabei gesammelten Erfahrungen in Ergänzung zu den im Schrifttum bisher erschienenen Aufsätzen kurz zu berichten, um so mehr als sich die Brückenbauer bei den in Aussicht gestellten weiteren Elektrifizie-



Abb. 4. Aufhöhung mit Stützmauer ohne Veränderung der Schrägflügel.

der neuen Straße meistens etwas steiler legen kann als die ursprüngliche, kommt man mit kurzen Stützmauern aus. Der Preisunterschied zwischen beiden Lösungen ist gering.

¹ Vergl. u. a. Fischer: „Baumaßnahmen zur Freimachung des lichten Raumes unter Wegüberführungen bei Elektrifizierung der Bahnstrecke Augsburg—Nürnberg“, Die Bautechnik 1935, Heft 10, Seite 117 ff. und Wittenzellner: „Umbau von Brücken anlässlich der Elektrifizierung der Strecke Augsburg—Nürnberg“, Der Bauingenieur 1936, Heft 9/10 Seite 67 ff.

Besonders günstig wirkt sich diese Lösung am Widerlager aus. Parallelfügel brauchen nicht verlängert, nur erhöht zu werden, die Verlängerung übernimmt die Stützmauer. Meist wurden die Flügel bei früher erstellten Bauwerken zu kurz ausgeführt. Durch diese kleinen



Abb. 5. Umwandlung einer Bogenbrücke in eine Balkenbrücke bei der früheren Elektrifizierung der Strecke Augsburg—Nürnberg.

Stützmauern wird dieser Fehler verbessert und die Flügel binden dann sehr schön in das anschließende Gelände ein. Bei schrägen Böschungsflügeln kommt man bei dieser Anordnung um das Erhöhen der Schrägflügel herum (Abb. 2). Man wird dann auch nicht vor die Frage gestellt, ob mit Naturstein verkleidete Flügel im gleichen Material oder in Beton erhöht werden sollen, wie dies aus falsch verstandener Sparsamkeit in recht wenig schöner Weise früher auch schon geschehen ist (Abb. 3).

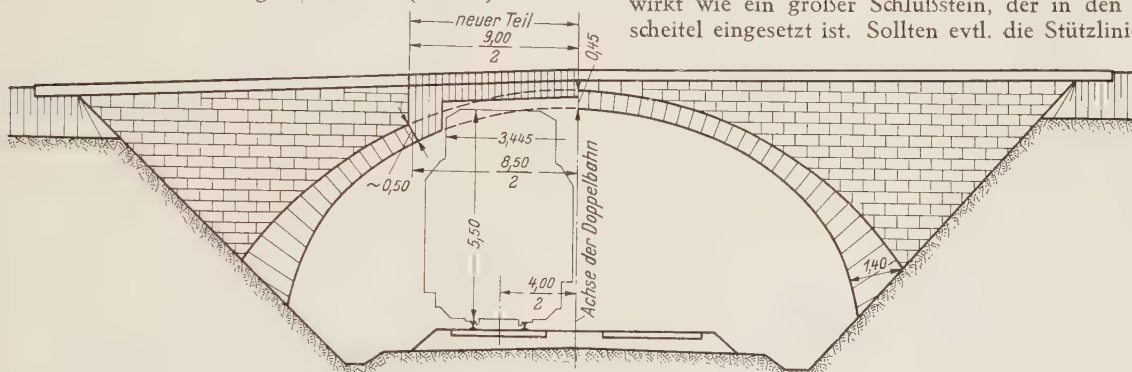


Abb. 6. Gewinnung des Lichtraumprofils durch Einschaltung eines Rahmens in den Bogen; Übersicht.

Beim Anschluß der Stützmauer an die Widerlager ist es wichtig, das Gesimse der Brücke und des Widerlagers in der Stützmauer weiterzuführen. Solche Maßnahmen sind zwar Kleinigkeiten, aber oft entscheidend für ein gutes oder schlechtes Aussehen. Abb. 4 zeigt das Widerlager einer Straßenüberführung mit Schrägflügeln aus

indem man vor die Bogenkämpfer neue Widerlager betonierte. Ein Bild von einem solchen Umbau gewölbter Wegüberführungen gibt H. Wittenzellner [2] S. 69. Der neue Widerlagerkörper wurde mit dem alten durch Stahlanker verbunden, um so beide Teile zum gemeinsamen Tragen heranziehen zu können. Dadurch haben diese Brücken ihren Charakter als Bogenbrücken verloren. Schon bei reinen Betonbogenbrücken ist diese Ausbildung, wie man aus Abb. 5 ersieht, nicht befriedigend. In unserem Fall von gemauerten Granitgewölben schien sie uns nicht tragbar, da ein Teil des Bogens noch sichtbar bleibt. Am schönsten wäre wohl ein Abbruch und vollständiger Neubau der Bogenbrücken gewesen, doch scheiterte dies an den sehr hohen Baukosten. Prof. Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart, als Gutachter befragt, und die Bauunternehmung Ph. Holzmann A.-G. brachten nahezu gleichzeitig, jedoch unabhängig voneinander den Vorschlag, das nötige Lichtraumprofil durch Einschaltung eines rahmenförmigen Zwischenstückes zu gewinnen (Abb. 6). Dadurch bleibt der Gesamteindruck der Bauwerke als Bogenbrücken gewahrt, es kann möglichst viel von der ursprünglichen Brücke erhalten bleiben und vor allem braucht auch die Gradiente der Straße nicht geändert zu werden. Die Kraftübertragung läßt sich einwandfrei nachweisen, der Rahmen wirkt wie ein großer Schlußstein, der in den Gewölbescheitel eingesetzt ist. Sollten evtl. die Stützlinsen für die

verschiedenen Belastungen in den stehenbleibenden Teilen des Bogens etwas ausweichen, so ist dies belanglos, da die Gewölbe hintermauert sind. Wie ein Vergleich der Abb. 6 mit Abb. 5 zeigt, muß diese Lösung auch billiger

Schalungsplan ohne Bewehrung

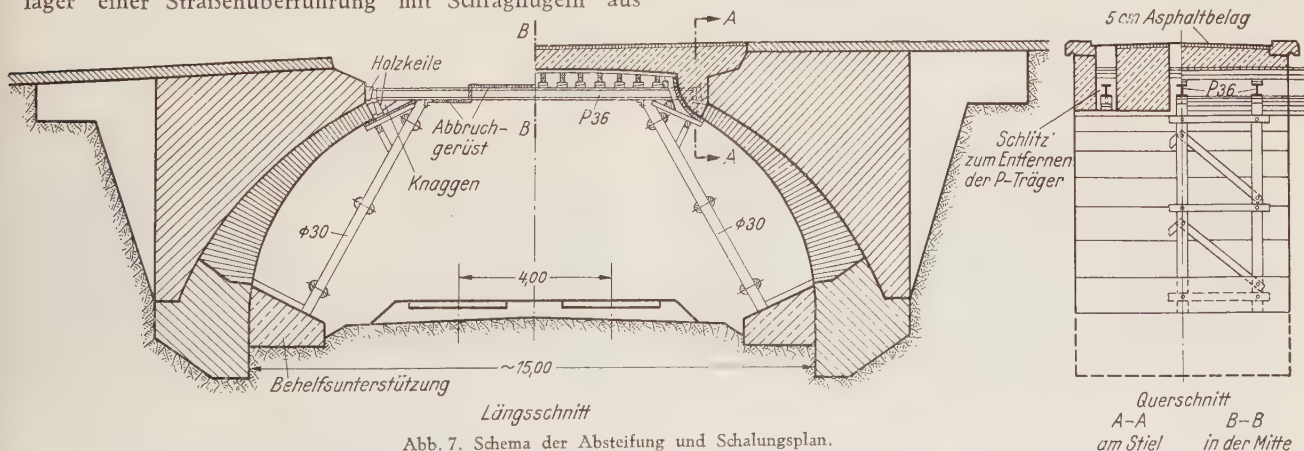


Abb. 7. Schema der Absteifung und Schalungsplan.

Beton. Die anschließende Stützmauer ist betoniert, das Gesimse wurde in gleicher Höhe wie auf der Brücke weitergeführt. Die Schrägflügel brauchen dadurch nicht erhöht zu werden.

Viel schwieriger war die Umgestaltung der bogenförmigen Überführungen. Bei früheren Elektrifizierungen hat man diese Brücken in Balkenbrücken umgewandelt,

sein, da einerseits nicht so viel von dem vorhandenen Mauerwerk abgetragen zu werden braucht und andererseits wesentlich weniger Massen neu einzubringen sind. Dazu entfallen die Baugruben unmittelbar neben den Betriebsgleisen.

Auch die Ausführung bietet Vorteile. Es werden erst die Gewölbe auf dem in Frage kommenden Teil frei-

gelegt, sodann werden je nach Straßenbreite 2–3 Schlitz in die Gewölbe getrieben, in die Peiner-Träger, die mit Knaggen versehen sind, von unten her eingeführt werden. Diese Träger müssen nach dem Abbruch des restlichen Gewölbes den gesamten Schub aufnehmen, sie sind daher sorgfältig auszuheilen. Die Absteifträger dienen gleichzeitig als Rüstträger beim Betonieren (Abb. 7). Sie werden nach dem Erhärten auf dem gleichen Wege, wie sie eingebracht wurden, wieder entfernt, was durch

mäßig aber nicht schön beurteilt, doch wiederum auch nicht so unbefriedigend, daß sie unter Berücksichtigung der besonderen Bedingungen unbedingt abgelehnt werden muß. Die fertige Brücke sieht besser aus als dies nach dem Entwurf zu beurteilen gewesen wäre. Wenn später die Oberleitungsdrähte den Zweck der Änderung noch besser erkennen lassen, so ist sie, auch wenn ein strenger Maßstab angelegt wird, als noch erträglich zu betrachten“.

Wir haben jedenfalls diese Methode bei der Umgestaltung der weiteren Bogenbrücken beibehalten. Diese Strecke dient in mehrfacher Hinsicht als Versuchsstrecke für weitere Elektrifizierungen; aus den gleichen Erwägungen heraus haben wir verschiedene Möglichkeiten für die Gestaltung der Rahmenform ausprobiert. Dies war unbedenklich möglich, da einerseits alle diese Bogenbrücken in einer wenig begangenen Gegend liegen und nur einfache Feldwege verbinden und andererseits Eisenbahnüberführungen (im Gegensatz zu Autobahnüberführungen) bei der Durchfahrt vom Zug aus kaum betrachtet werden können und so nie im Zusammenhang in Erscheinung treten.

Zunächst wurde die in Stahlbeton übliche Gestalt mit Vouten angewendet (Abb. 8 a u. 9). Diese rein technische Form schien uns in Verbindung mit dem handwerklichen Bruchsteinmauerwerk noch verbesserungsfähig. Es wurde deshalb versucht, dem Ganzen ein mehr architektonisches Kleid zu geben, indem man unter Weglassung der Vouten die Rahmenstiele in die Bogenform einschwingen ließ (Abb. 8 b). Gleichzeitig erhielt der Riegel einen leichten Stich. Bei vollen Flügelmauern gibt dies ein günstiges Bild (Abb. 10). Wenn aber die Flügel durch Spurbogen aufgelockert sind, wie dies auch bei einigen Brücken der Fall ist, so wird durch diese Gegenkrümmung die Klarheit der Linienführung etwas gestört (Abb. 11). Man erreicht diese Klarheit wieder durch einen Rahmen mit lotrechten Stielen, wie er in Abb. 8 c u. 12 gezeigt ist. Wir haben dabei auch den Rahmen ähnlich wie einen Gewölbeabschlußstein seitwärts vorspringen lassen, um ihn möglichst deutlich vom Mauerwerk abzusetzen.

Zwischen all diesen Lösungen bestehen aber in formaler Hinsicht, wie die verschiedenen Bilder zeigen,

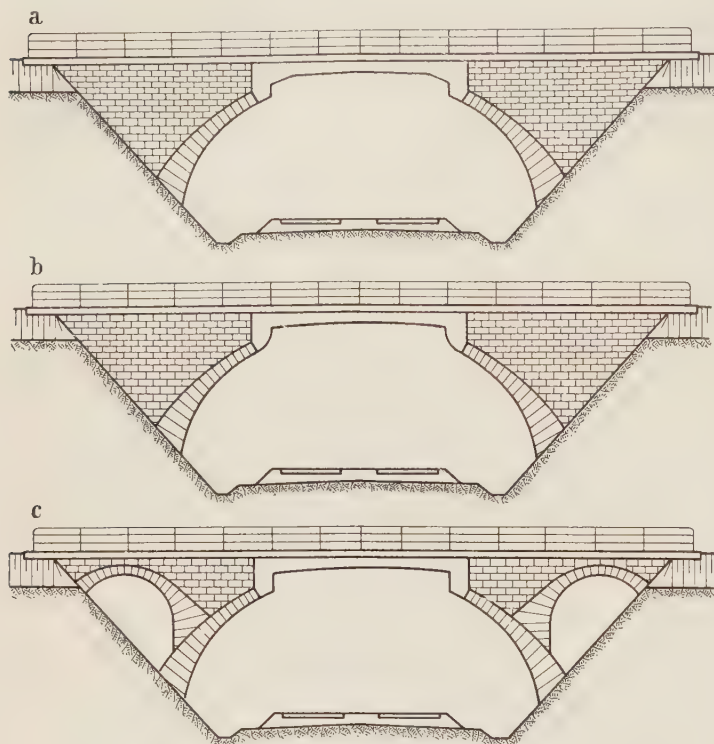


Abb. 8. Verschiedene Möglichkeiten für die Ausgestaltung des Rahmens.

Schlitz im Beton ermöglicht wird. Um die Durchbiegung zu verkleinern, werden die Aussteifträger durch seitliche Streben unterstützt und gesichert.

Gegen diesen Vorschlag wurden zunächst erhebliche Bedenken formaler Art geltend gemacht. Wir waren uns völlig darüber klar, daß durch diese Umänderung das Bauwerk an Schönheit verliert; die Bogenform ist gestört, ein fremdes Element eingeführt und der Kräftefluß scheinbar unterbrochen. Nach reiflicher Überlegung haben



Abb. 9.

wir aber doch Ende 1948 einen Versuch gemacht, um die Wirkung dieser Baumaßnahme an Ort und Stelle nachprüfen zu können, vgl. Börner [3].¹

Die Maßnahme hat sich technisch bewährt. Zur formalen Begutachtung fand eine Besichtigung der Brücke durch einen größeren Kreis von Architekten und Ingenieuren statt. Dabei wurde „diese Lösung als zweck-

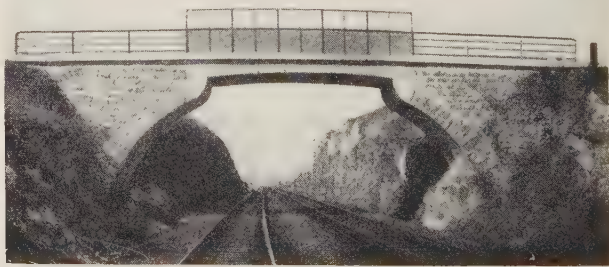


Abb. 10.

keine grundsätzlichen Wertunterschiede, sie alle können die ursprüngliche Geschlossenheit nicht wieder herstellen, geben aber doch noch erträgliche Ansichten.

Schließlich soll noch kurz über eine Balkenbrücke berichtet werden, deren Widerlager sich bei der Hebung als so schlecht erwiesen, daß sie ganz abgebrochen werden mußte. Beim Neuaufbau wurde die Fahrbahn verbreitert und die Achse besser der Straßenführung angepaßt, wodurch die Brücke erheblich schief wurde. Wegen der ungünstigen Untergrundverhältnisse — der anstehende Jura-

¹) Vergl. Börner [3]: „Abänderung einer gewölbten Straßenüberführung zur Vergrößerung des Lichtraumprofils“, Der Eisenbahnbau 1949, Heft 9, Seite 198 ff.

kalk ist sehr zerklüftet und von lehmgefüllten Spalten durchzogen — wären normale Flügelmauern sehr teuer

geworden. Wir haben deshalb die Tragkonstruktion als vierstieligen Rahmen ausgebildet, wobei die Lage der Stützen dem Verlauf des Felsens angepaßt wurde und



Abb. 11.

Ansicht (schief)

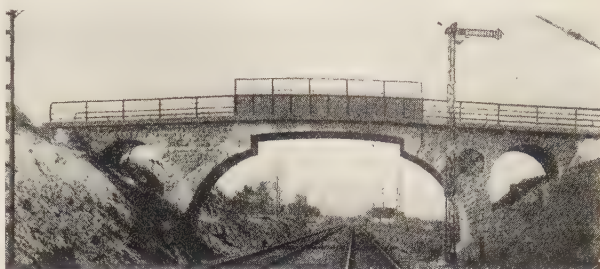


Abb. 12.

Schnitt

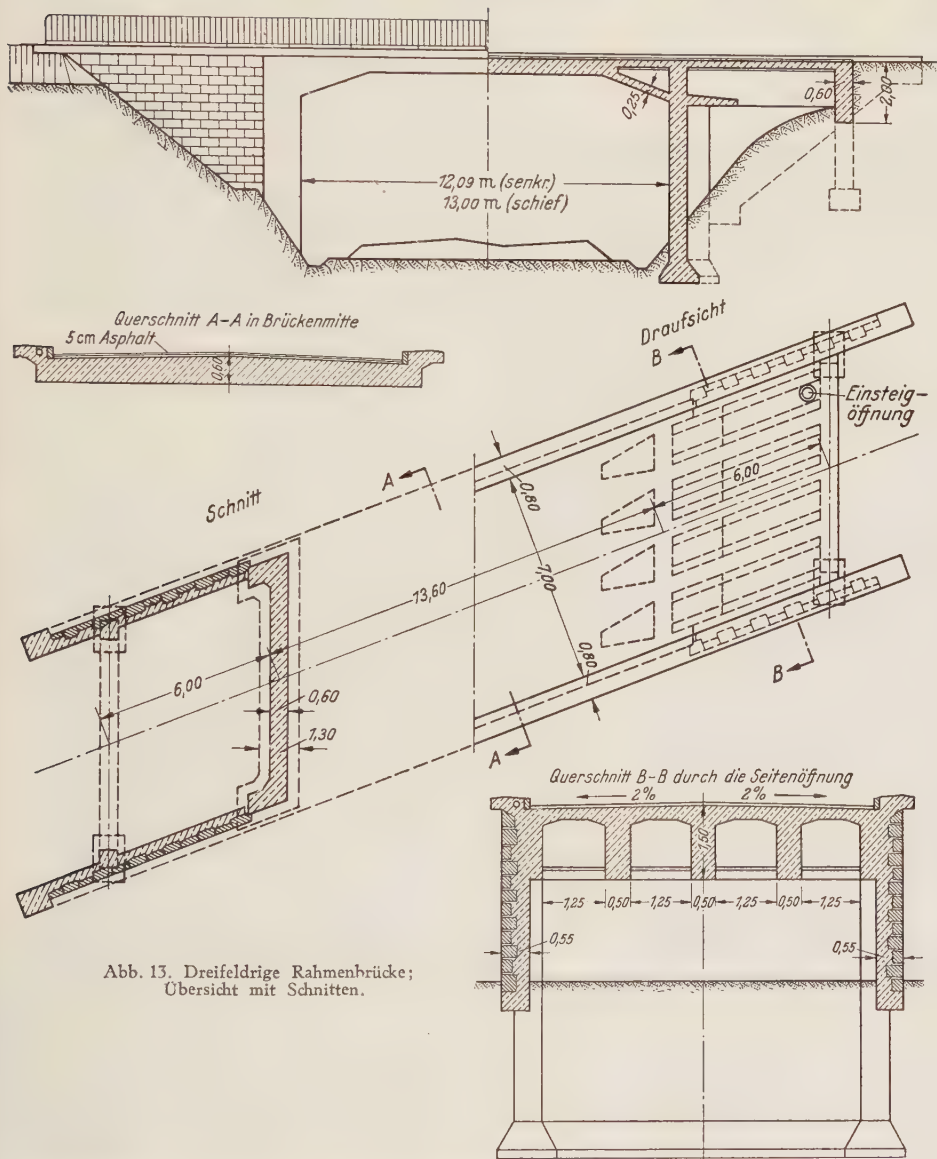


Abb. 13. Dreifeldrige Rahmenbrücke; Übersicht mit Schnitten.



Abb. 14. Fertiges Bauwerk.

die Flügel als Schürzen zwischen die Stiele gehängt (Abb. 13). Eine Dreifelderbrücke mit offenen Seitenöffnungen hätte bei den vorliegenden Verhältnissen (unregelmäßige Böschungen, schiefe Brücke) nicht gut ausgesehen. Die Rahmenstiele wurden voll eingespannt, da eine Deformation der plattenförmigen Riegel und Stiele bei der Schiefe der Konstruktion nicht denkbar ist. Dieses komplizierte statische System wurde nicht aus Freude an einer möglichst großen Unbestimmtheit gewählt, sondern aus dem Zwang der Verhältnisse. Die Berechnung des Rahmens nach Cross ist kaum komplizierter als für einen durchlaufenden Träger. Die Platte über der Mittelöffnung wurde in den kräftigen Vouten in Hohlkörper aufgelöst, die Seitenöffnungen als Plattenbalken ausgebildet. Die Bewehrungsstäbe ließen sich ohne Schwierigkeit aus den seitlichen Balken in die mittlere Platte überführen. In den Seitenöffnungen wurden Einsteigschächte zur Kontrolle angeordnet (Abb. 13).

Als Fahrbahn wurde bei all diesen Brücken ein 5 cm starker Asphaltbelag unmittelbar auf Beton gelegt. Diese Anordnung hat sich im allgemeinen bewährt. Nur eine Brücke war bisher, trotzdem die Beläge alle von der gleichen Firma ausgeführt wurden, nicht ganz

dicht zu bekommen. Eine gut ausgeführte Dichtung mit Schutzschicht, wie sie früher allgemein vorgesehen wurde, wird sich auf die Dauer doch bezahlt machen, so daß wir sie bei wichtigeren Brücken künftig wieder einbauen wollen.

Sämtliche beim Umbau der zwölf Überführungen eingesetzten Bauunternehmungen haben zur Zufriedenheit der Verwaltung gearbeitet.

Literatur.

1. Fischer: Bautechnik 13 (1935) S. 117.
2. H. Wittenzellner: Bauingenieur 17 (1936) S. 67.
3. H. Börner: Der Eisenbahnbau 2 (1949) S. 198.

Kurze Technische Berichte.

Aluminium-Brücken.

In einem zusammenfassenden Aufsatz gibt der bekannte amerikanische Brückenbauer D. B. Steinman eine Übersicht der zur Zeit bestehenden Möglichkeiten der Verwendung von Aluminium beim Bau von Brücken. Der Vorteil des geringen Materialgewichtes muß durch höheren Materialpreis erkauft werden. Der Preis fertiger Aluminium- und Stahlkonstruktion ist in der folgenden Gegenüberstellung nach seiner Entstehung — auf Grund der Preise, wie sie 1949 in den USA für ein engl. Pfund (0,45 kg) galten — zergliedert.

	Silizium-Stahl $\sigma_{zul} = 1,69 \text{ t/cm}^2$	Aluminium (14 S-T 6) $\sigma_{zul} = 1,55 \text{ t/cm}^2$
Materialpreis . .	4,0 cents	34,0 cents
Fabrikation . . .	5,5 „	16,0 „
Fracht	1,5 „	2,0 „
Montage	7,0 „	13,0 „
	18,0 cents	65,0 cents



Abb. 1.

Bei der normalen Stahlqualität, d. h. Kohlenstoffstahl ($\sigma_{zul}^1 = 1,27 \text{ t/cm}^2$) würde ein Pfund 16 cents kosten. Das Verhältnis der Preise der Gewichtseinheit ist demnach 3,6 für Siliziumstahl und 4,0 für Kohlenstoffstahl. Da Stahl jedoch 2,8mal so schwer wie Aluminium ist, ergeben sich auf die Querschnittseinheit bezogen Verhältniszahlen von 1,29 bzw. 1,45. Berücksichtigt man noch die verschiedenen zulässigen Spannungen, so ergibt sich für Bauteile gleicher Tragfähigkeit, daß Al-Konstruktionen 1,41mal teurer sind als solche aus Siliziumstahl und 1,19mal teurer als solche aus Kohlenstoffstahl.

Über die Hälfte der Kosten einer fertigen Al-Konstruktion sind Materialkosten, daher ist das oberste Konstruktionsprinzip Material zu sparen, selbst, wenn dadurch höhere Bearbeitungskosten eintreten. Wieviel an Gewicht gegenüber Stahlkonstruktionen gespart werden kann, hängt von der Bauart, dem gewünschten Zweck und der Spannweite ab. Eine 15 m lange Straßenbrücke dürfte 50—60 % leichter werden, für einen 180 m-Überbau sind es 65—70 % und bei sehr großen Spannweiten, bei denen das Eigengewicht die maßgebende Rolle spielt, können es etwa 80 % werden — und hierbei wird dann die Al-Konstruktion billiger als eine stählerne Brücke. Türme und gewisse andere Teile, wie z. B. Auflager wird man nicht aus Aluminium anfertigen, sondern gegebenenfalls zu einer Mischkonstruktion greifen. [Ein Beispiel einer solchen ist der im Bauingenieur 24 (1949) S. 30 geschilderte 450-t-Kran.] Hierbei werden die verschiedenen Metalle durch eine Trennschicht, und zwar Futter aus Reinaluminium gegeneinander isoliert. Als Grundregel möge hier dienen, daß je weiter ein Bauteil von den Auflagern entfernt ist, d. h. je mehr sein Eigengewicht die Bemessung anderer Teile beeinflusst, um so größer der Vorteil des leichteren Materials sein wird.

Für höhere Beanspruchungen sind die Kupfer-Aluminium-Legierungen Alclad 14S-T6 oder R301-T6 für Bleche und 14S-T6 für Stab- und Formprofile in Gebrauch. Die Bruchfestigkeit hierfür ist je nach Materialstärke 4,22 bis $4,78 \text{ t/cm}^2$, die nicht scharf ausgeprägte Fließgrenze (0,2 %-Grenze) $3,73\text{—}4,08 \text{ t/cm}^2$ und die zulässige Spannung $1,55 \text{ t/cm}^2$. Für geringere Beanspruchungen gibt es die Magnesium-Silizium-Aluminium-Legierung 61S-T6 mit $3,16 \text{ t/cm}^2$ Bruchfestigkeit, $2,81 \text{ t/cm}^2$ Fließgrenze und $1,12 \text{ t/cm}^2$ zulässiger Spannung. Ein plattiertes Material mit einem Kern 14S und Plattierungen 61S als Korrosionsschutz ist bisher nur als Blech erhältlich. Die Walzabmessungen sind für Bleche von 19 mm Stärke $3 \cdot 8 \text{ m}$. Gleichschenklige Winkel werden bis 200 mm Schenkelbreite, L-Profile bis 381 mm und Breitflanschträger bis 356 mm Höhe gewalzt. Größere Abmessungen sind möglich, wenn Bedarf auftreten sollte. Zu den gewalzten Profilen kommt noch eine Vielzahl von Querschnitten, die mit der Strangpresse hergestellt werden können. Durch dieses Herstellungsverfahren ist es möglich, für einen

bestimmten Zweck ein besonders wirtschaftliches Profil zu bekommen. Bei Neuentwürfen von Preßprofilen muß darauf geachtet werden, daß der Querschnitt in einem Kreis von 430 mm Durchmesser paßt.

An Stelle der früher auch bei Al-Konstruktionen verwendeten Stahlnieten werden jetzt kalt zu pressende Niete der Legierung A17S-T3 mit $2,32 \text{ t/cm}^2$ Scherfestigkeit und warm zu schlagende Niete aus 53S-T41 mit $1,69 \text{ t/cm}^2$ Scherfestigkeit verwendet. Eine neue Legierung XB-77S für warm zu schlagende Niete hat jedoch eine halbe Stunde nach dem Schlagen Scherfestigkeiten von $2,32 \text{ t/cm}^2$ und $2,95 \text{ t/cm}^2$ drei Monate später. Zur Verfügung stehen Niete bis 22 mm Durchmesser; die Köpfe sind meist flach oder leicht konisch.

Der kleinere Elastizitätsmodul ($E = 724 \text{ t/cm}^2$ gegenüber Stahl mit 2040 t/cm^2) muß bei der Wahl des Trägersystems berücksichtigt werden, wobei man, um die Durchbiegung zu verringern, oft zu größeren Systemhöhen kommen wird. Bei Druckstäben wirkt sich das kleinere E für lange nach der Eulerformel zu bemessende Stäbe besonders unvorteilhaft aus, daher wird — von untergeordneten Konstruktionen abgesehen — der Schlankheitsgrad nicht höher als etwa 60 genommen. Um möglichst geringe Schlankheiten zu erhalten, wird man — wenn ausführbar — den wirtschaftlichsten Querschnitt für Druckstäbe nämlich den Hohlquerschnitt wählen. Die Korrosionsgefahr ist bei Aluminium für den unzugänglichen Innenraum wenig bedenklich.

Al-Legierungen widerstehen atmosphärischen Einflüssen in beachtlichem Maße, wenn sie richtig ausgewählt und eingebaut werden. Spalten und Wassersäcke in der Konstruktion müssen selbstverständlich vermieden und gegen elektrolytische Korrosion und alkalische Lösungen Maßnahmen getroffen werden. Berührung der Al-Legierung mit Kupfer, Stahl, Blei, Nickel und anderen Schwermetallen vermeidet man durch die bereits erwähnten Futter aus Reinaluminium. Ebenfalls ist die unmittelbare Berührung mit Beton, nassem Holz und anderen saugfähigen Stoffen nicht zulässig. Derartige Kontaktflächen schützt man durch Anstriche mit Zinkchromat, Bitumen oder ähnlichem. Wegen des hohen Korrosionswiderstandes könnten die für Stahl üblichen Mindeststärken der Profile verringert werden. Um jedoch bei zufälligen Beschädigungen ausreichende Materialstärke zu haben, wird empfohlen bei Brücken für Hauptteile nicht unter 8 mm und bei untergeordneten Teilen nicht unter 6,4 mm zu gehen.

Durch die im Verhältnis zur Bruchgrenze hochliegende Fließgrenze ist die plastische Verformungsfähigkeit des Materials gering. Spannungsspitzen an einspringenden Ecken, exzentrische Belastungen und Herstellungsungenauigkeiten müssen daher vermieden werden. Bei der Smithfield-Straßenbrücke [vergl. Bauingenieur 15 (1934) S. 476]

hatte man hierauf noch nicht geachtet und stellte später einige durch Spannungsspitzen eingetretene Brüche fest. Die Dauerfestigkeit bei vollkommener Umkehr der Spannungen (Wechselspannungsfestigkeit) ist bei der hochwertigen Legierung 14S-T6 bei $N = 500 \cdot 10^6$ Lastwechseln $1,27 \text{ t/cm}^2$; bei $N = 2 \text{ Mio.}$ Lastwechseln sind es $1,76 \text{ t/cm}^2$.

Die Werkstattbearbeitung der Al-Konstruktion erfordert allgemein weniger Kraft und leichtere Werkzeuge. Genietet wird meist kalt mit schweren Preßwerkzeugen,

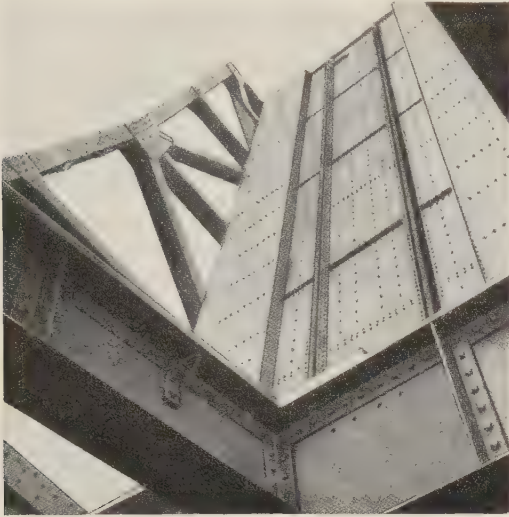


Abb. 2.

um die höhere Scherfestigkeit der kalt gepreßten Niete auszunutzen. Wegen der geringen plastischen Verformungsfähigkeit können verbogene Teile kaum gerichtet werden; es ist daher sorgsame Behandlung der Teile bei der Bearbeitung zu beachten. Erwärmungen des Werkstückes

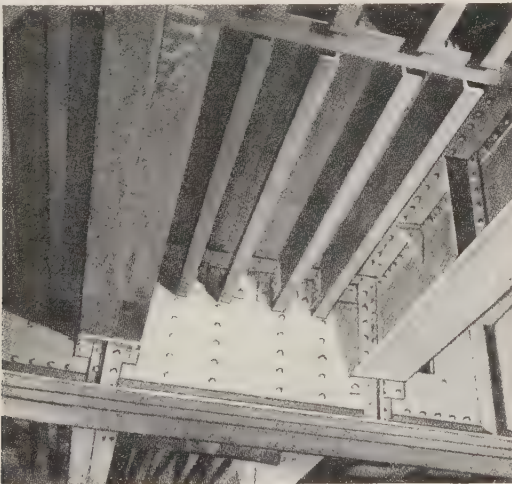


Abb. 3.

auf mehr als 200°C erfordern eine Wärm-Nachbehandlung. Um eine solche zu vermeiden werden Biegearbeiten oft bei Temperaturen kurz unterhalb dieser Grenze vorgenommen. Wegen des starken Abfalls der Zugfestigkeit bei gleichzeitiger Erhöhung der Dehnfähigkeit schon bei geringer Erwärmung — bei 260°C sinkt die Zugfestigkeit auf etwa die Hälfte — ist dies möglich. Große Radien können auch kalt gebogen werden. Wegen der Wärmeempfindlichkeit des Materials ist Brennschneiden nicht zulässig und elektr. Schweißen von Ausnahmen abgesehen auf untergeordnete Teile beschränkt. Das leichtere Gewicht wirkt sich auf die Transportmittel und Hebezeuge in der Werkstatt und auf der Baustelle günstig aus. Allgemein wird die Herstellung größerer Stücke als bei Stahl möglich sein.

Die Verwendung von Aluminium für Brückenfahrbahnen ist bekannt [vergl. Bauingenieur 15 (1934) S. 476]. Über einige weitere Anwendungsbeispiele und Projekte im Brückenbau wurde berichtet [Bauingenieur 16 (1935)

S. 357 und 30 (1949) S. 28]. Die erste größere bewegliche Brücke ganz aus Aluminium wurde als Doppelklappbrücke in England bei Sunderland mit 37 m Lichtweite (s. Abb. 1 bis 3) ausgeführt. Das Gewicht ist hier 48 % desjenigen einer vergleichbaren stählernen Brücke. Hier ist das leichtere Metall besonders wirtschaftlich, da durch das geringe Eigengewicht auch das Gegengewicht entsprechend leichter wird und daneben weniger Betriebskosten anfallen. Die Abb. 2 (Brücke aufgeklappt, Fahrbahn noch ohne Asphaltabdeckung) und Abb. 3 (Untersicht: 903 mm hohe Querträger, Längsträger 610 mm hoch) zeigen, daß sich die Konstruktion der Al-Brücken nicht grundsätzlich von jenen der Stahlbrücken unterscheidet. Die beweglichen Arme wurden übrigens in der Werkstatt zusammengebaut und mit Pontons eingeschwommen. Die Brücke trägt eine Hafenstraße mit einer 2,74 m breiten Straßenfahrbahn mit eingelassenem Normalspurgleis und zwei je 1,45 m breiten Fußwegen. Die Fahrbahn besteht aus einem Al-Flachblech, das durch Γ -Rippen versteift ist, und einer Asphaltdecke, die mittels Streckmetall an dem Flachblech befestigt ist.

Die Aussichten von Aluminium im Wettbewerb mit Stahl sind bei beweglichen Brücken, Einhängeträgern von Gerberbrücken und Versteifungsträgern von Hängebrücken wohl am größten und hier dürfte die größte Wirtschaftlichkeit in Verbindung mit offenen Fahrbahnrosten aus Aluminium liegen. [Nach Engineering News-Record 143 (1949) vom 1. 9. 1949, S. 198 und Travaux 25 (1949) S. 217.]

Karl Heinz Seegers, Gustavsborg.

Aluminium-Hochbauten.

Seit 15—20 Jahren wird, von einigen älteren Ausführungen abgesehen, Aluminium im Hochbau — zunächst allerdings nur für Zubehörteile — verwendet. Die bautechnische Anwendung dieses Leichtmetalls hat in den letzten Jahren einen derartigen Aufschwung genommen, daß jetzt 25—30 % der gesamten Aluminiumproduktion in USA und England vom Bauwesen aufgenommen werden. In England, wo man zuerst zurückhaltend war, wurde durch den Bau von 69 000 Aluminium-Fertighäusern seit Kriegsende die Entwicklung vorangetrieben. Verhältnis-

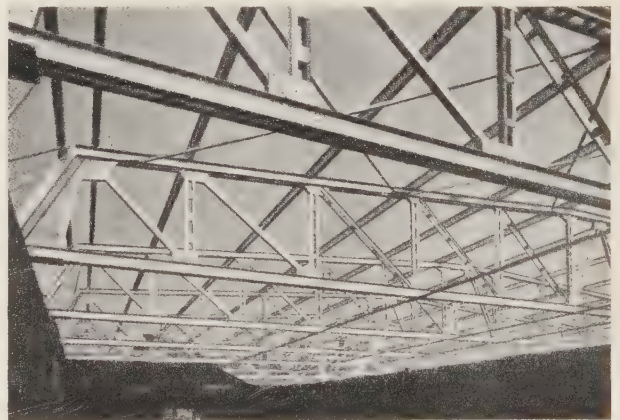


Abb. 1.

mäßig neu ist Aluminium in tragenden Konstruktionen, insbesondere Dächern. Man griff hier zu diesem Metall, obgleich man mit anderen Materialien billiger bauen kann, weil die leichteren Teile sich schneller aufstellen ließen, die Korrosionsbeständigkeit größer und die Unterhaltungskosten geringer sind. Dies ist besonders wichtig für Bauteile in aggressiven Dämpfen wie bei chemischen Fabriken, Lok.-Schuppen, Molkereien usw.

Korrosionsversuche in USA, die an 24 Nichtfermetallen durchgeführt wurden, ergaben, daß mit Reinaluminium plattiertes Dural in der Widerstandsfähigkeit an zweiter Stelle hinter Nickel kam. Bei 0,9 mm starken Blechen verschiedener nicht alternder und nicht plattierter Al-Legierungen, die bei ähnlichen Versuchen ungünstigen atmosphärischen Einwirkungen an der Seeküste, in Industriegebieten usw. ausgesetzt waren, ergab sich im Mittel nach einem Jahr ein Verlust an Zugfestigkeit von 4,7 %; nach 10 Jahren waren es 8,6 %. An anderer Stelle wurde ermittelt, daß selbst eine weniger widerstandsfähige Le-

gierung (17 S) in tropischem Küstenklima nicht so weit korrodieren kann, daß bei einem 1,4 mm starken Blech die Zugfestigkeit unter die ursprüngliche Fließgrenze (0,1-%-Grenze) absinkt. Man kann allgemein annehmen, daß die

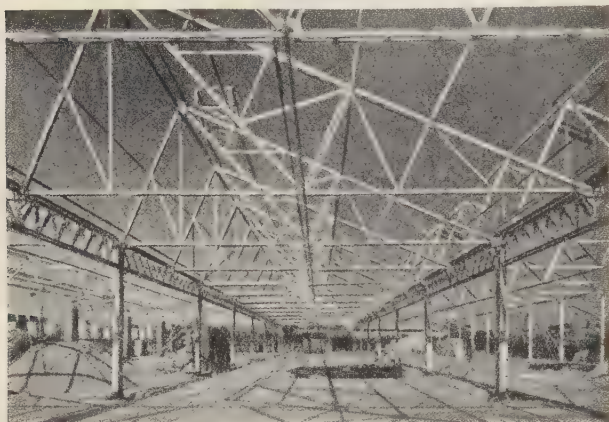


Abb. 2.

Oxydation nach 10 Jahren etwa doppelt so groß sein wird wie nach einem Jahr. Beim San-Giachino-Dom in Rom hat die 1897 verlegte Dachabdeckung im Laufe von 40 Jahren nur 0,05 mm an Stärke verloren und die vor 56 Jahren in London am Piccadilly Circus aufgestellte Eros-Statue hat den klimatischen Einwirkungen ebenfalls gut standgehalten. Bei den im Verhältnis zu anderen Verwendungszwecken kräftigeren Profilen des konstruktiven Ingenieurbaus kann daher die Korrosionsgefahr als gering angesehen werden.

Die Auswahl der passenden Legierung hat nach anderen Gesichtspunkten als beim Flugzeugbau zu erfolgen. Große Festigkeit und geringes Gewicht sind nicht allein ausschlaggebend; Haltbarkeit unter bestimmten atmosphärischen Bedingungen und geringe Kosten sind nicht weniger wichtig. Um wirtschaftlich arbeiten zu können und um die Verbraucher nicht durch eine Vielzahl von Legierungen zu verwirren, hat man sich auf möglichst nur eine Legierung beschränkt. Es ist dies in England BS/STA 7/AW. 10. B mit 1 % Si, 0,8 % Mg und 0,7 % Mn. Die 0,1-%-Grenze liegt bei 2,36 t/cm² und die Zugfestigkeit bei 2,85 t/cm². Legierungen dieser Art haben sich auch anderswo bewährt. Es lassen sich daraus Profile auch mit geringen Stärken gut in der Strangpresse herstellen. Die Korrosionsbeständigkeit ist gut.

Bisher wurden in England Dachkonstruktionen bis 25 m Spannweite ausgeführt. Größere Abmessungen bieten

dort zum Teil noch Schwierigkeiten mangels größerer Profile und passender Werkzeuge zum Pressen kalter Niete. Die bis 10 mm starken Niete sind aus der Legierung AW 6 D mit 5 % Mg und rd. 0,5 t/cm² Scherfestigkeit. Für größere Durchmesser — bis etwa 20 mm — nimmt man verzinkte Bolzen. Die konstruktive Durchbildung entspricht derjenigen von Stahlkonstruktionen. Beim Entwurf von Dächern muß darauf geachtet werden, daß der Sog des Windes die leichten Bauteile nicht abhebt. Eine an einem Dach durchgeführte Probelastung mit der zweieinhalbfachen rechnerischen Last ergab nach 24 Stunden noch keine bleibenden Formänderungen.

Die Abbildungen zeigen ein 18,3 m weit gespanntes Dach (Abb. 1), einen Shedbau von 45 × 55 m Grundfläche (Abb. 2) und den transportablen „Alframe“-Bau (Abb. 3). Die erste „Alframe“-Ausführung war eine 108 m lange und 11 m breite Ausstellungshalle in Lincoln. Dieser erste Entwurf wurde inzwischen etwas geändert, und Fertighäuser dieser Art mit 2,75 m Feldteilung in der Längsrichtung dienen jetzt u. a. einer Ölgesellschaft im Nahen Osten als Büros, Wohnungen und Kino. Eine 11 × 22 m große Einheit wiegt 4,5 t und kann in 80 Arbeitsstunden aufgestellt werden. Eine andere transportable Haustype dient einer Mutungsexpedition in Argentinien zu den verschiedensten Zwecken. Das schwerste Teil wiegt hier 63 kg. An sonstigen Al-Bauten sind erwähnenswert Hotels am Roten Meer mit Al-Dachkonstruktion und Schaumbetonwänden, die sich seit 2 Jahren in der salzhaltigen Luft gut bewährt haben. Ferner gedeckte Gangborde in Southamp-

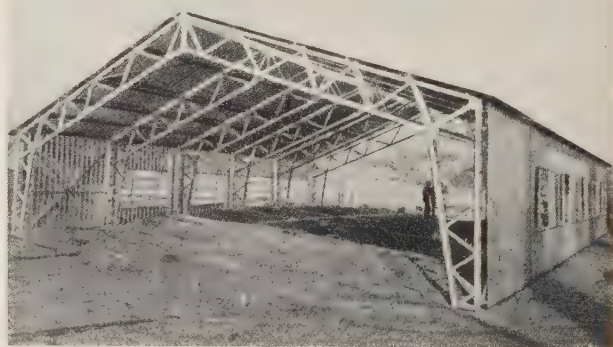


Abb. 3.

ton, die zur Überführung von Passagieren vom Kai auf Ozeandampfer dienen und je nach Wasserstand bis 21 m über die Oberkante der Kagleise gehoben werden können. [Nach Engineering 167 (1949) S. 501.]

Karl Heinz Seegers, Gustavsborg.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Tölke, Friedrich, Prof. Dr.-Ing.: **Mechanik deformierbarer Körper.** (Erster Band: Der punktförmige Körper.) 388 S., Gr. 8°, mit 339 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1949, gebunden DMark 45.—.

Verfasser plant eine fünfbändige Reihe, die in Band 2 bis 4 die statischen, dynamischen und thermischen Beanspruchungen fester Körper, in Band 5 Flüssigkeiten und Gase behandeln soll. Der vorliegende Band 1 weicht von der gewohnten Mechanikdarstellung stark ab. Nach einem Kapitel über geradlinige Bewegung (36 S.) folgt ein ausführliches Kapitel über Vektorrechnung und kinematische Grundlagen (130 S.). Die nächsten Kapitel über mechanische Grundlagen (20 S.), zentrale Potentialfelder (10 S.) und über Raum- und Relativbewegung (17 S.) betonen ebenfalls die vektoriellen Rechenmethoden. Es folgen knappe Abschnitte über Massenmittelpunkt (4 S.) und Mechanik des Haufensystems (10 S.); hierin befinden sich nur 4 mechanische Beispiele (Zusammenstoß zweier Fahrzeuge, Doppelpendelschwinger mit Federkoppelung, gebremste Stahltrommel, Bremsrolle). Den Schluß bilden zwei ausführliche Kapitel über gekoppelte harmonische Schwingungen und erzwungene Schwingungen (75 S.) und gedämpfte Schwingungen (75 S.). In der breiten Dar-

legung der Formeln erscheinen auch nicht unmittelbar erforderliche Ableitungen in voller Ausführlichkeit. Diese Vollständigkeit mag man vom mathematischen Standpunkt aus begrüßen, sie kann aber auch der Lektüre abträglich sein. Insbesondere der Anfänger kann nicht erkennen, welche der mitgeteilten Formeln sehr wichtig, welche weniger wichtig sind. Außerdem ist die Gefahr nicht vermieden worden, Ergebnisse von Beispielrechnungen auf mehrere Dezimalen anzugeben, obwohl die mechanischen Voraussetzungen bereits in der zweiten Stelle unsicher sind oder unrichtig angenommen werden. (In einem Beispiel eines abgefederten Gewichts wiegt die Feder mehr als das Endgewicht, ihr Masseneinfluß auf die Eigenfrequenz wird jedoch vernachlässigt.) Insbesondere der Anfänger wird dadurch verleitet, die Rechnungen für Wirklichkeitsgetreue zu halten, als sie sind, zumal der Verfasser im Vorwort ausführt, daß meist viel mathematischer Aufwand erforderlich ist, um Theorie und Wirklichkeit miteinander in Einklang zu bringen. So fällt dem Referenten eine uneingeschränkte Empfehlung des Buches nicht leicht, obwohl er einige Abschnitte mit wahren Genuß gelesen hat und unter den 55 gerechneten Beispielen einige sehr verdienstvolle Illustrationen verschiedener Rechenverfahren enthalten sind. G. M e s m e r, Darmstadt.

Glatz, Dipl.-Ing. Reinhold, Dozent am Bad. Staatstechnikum Karlsruhe: **Einführung in den Stahlbetonbau**. Ein Lehrbuch zum Gebrauch an Höh. Techn. Lehranstalten und für die Praxis. 252 S., Gr. 16×23 cm, mit 249 Abb. und 9 Bildtafeln. Karlsruhe: G. Braun. 1949. Preis DMark 16,80 Ganzleinen.

Das Buch ist in 5 Abschnitte gegliedert: I. Die Baustoffe und ihre Verarbeitung, II. Schalungen und Lehrgerüste, III. Einführung in die Bewehrung der Stahlbetonteile, IV. Allgemeine Bewehrungs- und Entwurfsunterlagen, V. Anhang (Normblätter und Bewehrungstabellen).

Der Verfasser bespricht kurz die wichtigsten Grundlagen der Beton-Baustoffkunde, die zweckmäßigen Schalungen sowie die Lehrgerüste, anschließend die theoretischen Bewehrungs- und Entwurfsgrundlagen, wobei er die einzelnen Bemessungsverfahren durch ausführliche Beispiele anschaulich ergänzt. Besonders werden behandelt: Einfach und doppelt bewehrte Rechteckquerschnitte und Plattenbalken, Stahlsteindecken, Stahlbetonrippendecken und kreuzweise bewehrte Decken, kurz gestreift werden Pilzdecken und rahmenartige Tragwerke. Zweckmäßig wäre es, in der nächsten Auflage einen Abschnitt über die Stahlbeton-Fertigbauweise einzufügen. Durch die Bemessungstabellen und durch die Aufnahme der wichtigsten DIN-Vorschriften wird das Lehrbuch wertvoll ergänzt. Die Hoffnung des Verfassers, daß seine Einführung vielen Studenten und Praktikern von Nutzen sein möge, dürfte infolge der übersichtlichen knappen Anordnung des schwierigen Stoffes wohl in Erfüllung gehen. Jedenfalls kann das Buch, dessen Ausgestaltung und äußere Aufmachung sehr anspricht, für Studium und Praxis sehr empfohlen werden.

Th. Kristen, Braunschweig.

Neuere Festigkeitsprobleme des Ingenieurs. Ausgewählte Kapitel aus der Elastomechanik, herausgegeben von K. Marguerre, Prof. der Mechanik an der Techn. Hochschule Darmstadt. VIII und 253 S., Gr. 8° mit 120 Abb. Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer-Verlag 1950. Preis geb. DMark 25,50.

Die Kapitelüberschriften zeigen bereits den reichen Inhalt: I. Experimentelle Verfahren zur Bestimmung mechanischer Spannungen (Prof. Dr. G. Mesmer, Darmstadt). II. Die Grundbegriffe der Elastizitätslehre (Prof. Dr. K. Marguerre, Darmstadt). III. Die Festigkeit von Schalen (Prof. Dr. W. Flüge, Stanford/USA). IV. Schwingungserscheinungen im Bau- und Maschinenwesen (Prof. Dr. K. Klotter, Karlsruhe). V. Verfahren zur Lösung technischer Eigenwertprobleme (Prof. Dr. R. Grammel, Stuttgart). VI. Knick- und Beulvorgänge (Prof. Dr. K. Marguerre, Darmstadt).

Das Buch gibt im wesentlichen den Inhalt einer Vortragsreihe, die 1941 vor Berliner Ingenieuren gehalten wurde, eine Darstellung von Dingen, die „obwohl der Wissenschaft seit längerer Zeit geläufig, noch nicht Allgemeingut der Ingenieurwelt sind“. Es ist so eine sehr wertvolle Ergänzung zu den bekannten Lehrbuch-Darstellungen entstanden.

Während die ersten 3 Kapitel mehr der Einführung, den Grundlagen und den Spannungsaufgaben bei Stab, Platte und besonders bei Schalen gewidmet sind, bezieht sich die zweite Hälfte des Buches auf die Eigenwertprobleme, wie sie bei den Schwingungserscheinungen und Stabilitätsaufgaben auftreten. Es ist hier nicht möglich, auf den Inhalt im Einzelnen einzugehen. Es wird jedoch kaum einen Leser geben, der aus dem Buch nicht großen Nutzen haben dürfte und der es nicht mit Befriedigung aus der Hand legen wird.

F. Schleicher, Düsseldorf.

Opitz, Dipl.-Ing., Gerhard: **Preisermittlung für Bauleistungen**. 114 S., Gr. DIN A 4. Düsseldorf-Lohausen: Werner-Verlag G. m. b. H., 1949. Preis Halbleinen DMark 10,—.

In dem vorliegenden Buch erfährt die vor etwa 10 Jahren von der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie herausgegebene Schrift des Verfassers „Selbstkostenermittlung für Bauarbeiten“ eine umgearbeitete und in manchem erweiterte Neuauflage, die zweifellos von den interessierten Fachkreisen sehr begrüßt wird. Durch die Vorschriften

der Baupreisverordnung gefördert, haben die vom Verfasser aus eingehender Analyse der Kostenfaktoren entwickelten Kalkulationsverfahren inzwischen allgemein Eingang in die Bauindustrie gefunden.

Neben dem wegen seiner allgemeinen Bedeutung ausführlicher dargestellten Umlageverfahren wird auch die bei Unternehmen von örtlicher Bedeutung und für gleichartige Bauarbeiten, etwa des Hochbaues, übliche und hier gleichberechtigte Zuschlagsrechnung eingehend behandelt. Auf die heutigen Verhältnisse abgestellte Zahlenbeispiele erläutern die Ausführungen. Das Buch wird dem kalkulierenden Ingenieur, insbesondere dem Anfänger, in allen grundsätzlichen Fragen der Preisermittlung ein wertvoller Helfer sein.

G. M e r k l e, Düsseldorf.

Geiger, Friedr. K., Baurat Dr.-Ing., Karlsruhe: **Holzschutz** (= Bücher der Baupraxis). 148 S., Gr. DIN A 5, mit 98 Abb. Karlsruhe: Verlag G. Braun. 1949. Preis: geb. DMark 6,80; kart. DMark 4,80.

Nach Angaben über die Messung der Holzfeuchtigkeit wird deren Wirkung auf die Festigkeitseigenschaften und ihr Einfluß auf die Holzzerstörung durch pflanzliche und tierische Schädlinge behandelt. Es folgt eine ausführliche Darstellung und Wertung der chemischen Holzschutzmittel (mit ihren handelsüblichen Namen und Lieferfirmen) sowie der Technik ihrer Verarbeitung (Imprägnierung) als Tiefen- oder Oberflächenschutz, wobei der Tiefenschutz berechtigterweise im Vordergrund steht und auch die dazugehörige Bohrlochdruckimprägnierung als Nachbehandlungsmethode dargestellt wird. Einige mit dem Holzschutz zusammenhängende Rechtsfragen, z. B. der Holzschutzerlaß eines Landes, bilden den Abschluß.

Der Leser vermißt bei der sonst umfassenden Behandlung präzise Angaben über die Wirkungsdauer und damit die tatsächlichen Ergebnisse der einzelnen Verfahren; „vielfache Lebensdauer“ ist kein konkreter Zeitbegriff. Zur Abrundung wären, da sich das Buch vornehmlich an die Praxis wendet, Kostenvergleiche und Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen wertvoll.

Das Buch ist im wesentlichen eine gute Zusammenfassung der bereits veröffentlichten Arbeiten des Autors aus der Praxis für die Praxis in leicht faßlicher Darstellung geschrieben. Diese Feststellung soll hier durchaus positiv gewertet werden. Denn gerade der Praxis sind die techn. Veröffentlichungen in den letzten Jahren bisweilen entgangen. Das Buch ist bestens geeignet, für den Holzschutz zu werben und seine vermehrte Anwendung zu fördern; es verdient vielseitige Verbreitung.

Carl Justus H o p p e, Frankfurt/M.

Studien zu Bau- und Verkehrsproblemen der Wasserstraßen. Herausgegeben vom Bundesverkehrsministerium. 284 S. mit 130 Abb. u. 6 Tafeln. Größe 17×25 cm. Offenbach a. M.: Selbstverlag des Bundesverkehrsministeriums. 1949. Preis geb. DMark 20,—.

Beim XVII. Internat. Schifffahrtkongreß, der im September 1949 in Lissabon stattfand, war Deutschland nicht vertreten. Es konnte auch zu den behandelten Bau- und Betriebsfragen der Binnen- und Seewasserstraßen, deren Ergebnisse üblicherweise in Kongreßberichten und -mitteilungen niedergelegt sind, keine Beiträge leisten. Die deutsche Wasserstraßenverwaltung hat deshalb ihre für eine gedeihliche Weiterentwicklung der internationalen Schifffahrt gesammelten Erfahrungen und Probleme in besonderen Studien der Öffentlichkeit zugänglich gemacht. Es darf gesagt werden, daß sie sich dem Inhalt der Kongreßberichte würdig zur Seite stellen und im ganzen der Ausdruck unermüdlichen Forschens und Arbeitens zur wirtschaftlichen und technischen Verbesserung des Schiffsverkehrs sind.

Die einzelnen Gruppen der Studien schließen sich den Fragen des Kongresses eng an, die sich besonders mit den Mitteln zur Beschleunigung und Rationalisierung des Binnenschiffsverkehrs befassen. Dem Selbstfahrer (Motorgüter-Kahn) kommt eine zunehmende Bedeutung zu, auch wenn die deutsche Flotte der Binnenschiffe durch Kapitalmangel an dieser Entwicklung im Gegensatz z. B. zur schweizerischen noch nicht voll teilnehmen kann. Andere Beförderungsarten wie das Lastrohrfloß sind ein besonderer Versuch zur Beschleunigung des Umschlags. Daß dieser Entwicklung volkswirtschaftliche Grenzen gesetzt sind und sie viele Aufgaben zur Folge hat, wird in ver-

schiedenen Beiträgen erörtert. Der Abkürzung des Schleusenvorgangs, Ausbildung der Kanalquerschnitte und der Überwindung großer Hubhöhen durch Hebewerke sind daher ins Einzelne gehende und wegweisende Abhandlungen gewidmet. Einen besonderen Raum nehmen die schon auf früheren Schiffahrtskongressen angedeutete Behandlung der Schleusungs- und Kraftwerksquellen auf Schiffahrtskanälen und die Erörterung der Grenzen einer Talsperrenwirtschaft für die Verbesserung der Wasserstände ein.

Der zweite Teil der Studien umfaßt die Seeschifffahrt, bei der neben den betrieblichen Fragen die schwierigsten, einer methodischen Behandlung nur schwer zugänglichen Probleme des Wasserbaus auftreten, die eigentlich auf jedem der Internat. Schiffahrtskongresse wiederkehren. Die Verbesserung der Strommündungen in Meere mit oder ohne Tidebewegung — Nord- oder Ostsee — müssen nicht nur den Bestand der Wasserstraße sichern, sondern sich den zunehmenden Anforderungen der Seeschifffahrt anpassen. Einer über die Verkehrsfragen hinausgehenden morphologischen Erscheinung ist die Abhandlung über die Maßnahmen gegen die Erosionswirkungen an der offenen Küste gewidmet.

Bei dem Mangel einer hochwertigen neuzeitlichen Literatur auf dem Gebiete des Verkehrswasserbaus erfüllen die Studien neben ihrem ausgesprochenen Zweck die Aufgabe, auch die nicht unmittelbar an der Ausübung des Verkehrs Beteiligten über die Probleme der Binnen- und Seeschifffahrt zu unterrichten und sie zur Mitarbeit anzuregen.

H. Wittmann, Karlsruhe.

Kleinogel, Prof. Dr.-Ing. A., Darmstadt: **Betonstraßen.** (=Der neuzeitliche Straßenbau, herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. Oberbaurat a. D. Hentrich †. Teil IV.) 3. und 4. Aufl., VIII und 190 S., Gr. 25×15,5 cm, mit 187 Abb. Halle/Saale: Verlag W. Knapp. 1949. Preis: DMark 10,60.

In dieser neuen Auflage hat der Verfasser die Erfahrungen und Erkenntnisse auf dem Gebiete des Betonstraßenbaues verarbeitet, die im wesentlichen in Deutschland bis zur Gegenwart gewonnen wurden. Einige Abschnitte über die Baustoffe, besonders über den Zement, wurden neu bearbeitet. Da ihm das ausländische Schrifttum 1948 nur teilweise zugänglich war, konnte es noch nicht im erwünschten Ausmaße berücksichtigt werden.

Im einzelnen werden nach einer kurzen Übersicht über die geschichtliche Entwicklung, die Trassierungsgrundsätze und den Untergrund die Gestaltung und die Bauausführung behandelt. Dabei wird auf die Ausbildung der Fugen, die Nachbehandlung des Betons und die Unterhaltungsarbeiten eingegangen. Weitere Abschnitte befassen sich mit den Sonderbauweisen und der Verwendung des Betons beim Bau von Radwegen und Fußwegen.

Dankbar begrüßt man die Angabe des Schrifttums und der Vorschriften, Normen und Merkblätter auf diesem Gebiete. Im Unterricht und in der Praxis wird man das Buch gern verwenden.

Joh. Schlums, Hannover.

Mörsch, Dr.-Ing. und Dr. sc. techn. e. h. Emil, Prof. an der Techn. Hochschule Stuttgart: **Die Bemessung im Eisenbetonbau** auf Grund der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, DIN 1045 vom Jahr 1943 (unter Mitwirkung von Dr.-Ing. K. Deininger, o. Prof. an der Techn. Hochschule Stuttgart). 5. Aufl., 346 S., Gr. 19×26,5 cm, mit 248 Abb., dazu 29 Tafeln in besonderem Band. Stuttgart: Verlag K. Wittwer, 1950. Preis DMark 32,— Ganzleinen.

Das Werk ist gegenüber der 4. Auflage von 1938 (Bemessungstabellen) bedeutend erweitert. Es besitzt einen in sich abgerundeten und selbständigen Textband, der von anderen Büchern weitgehend unabhängig macht.

Das Buch bringt die angewandten Berechnungs- und Bemessungsmethoden für alle praktisch vorkommenden Querschnittsformen und Belastungen. Neu aufgenommen ist ein Kapitel über schiefe Biegung mit und ohne Axialkraft. Ausführlich ist ferner die Frage der Schub-

sicherung behandelt. Auch Wind- und Wärmeeinflüsse auf Schornsteine sowie kreuzbewehrte Platten fehlen nicht. Alle diese Methoden sind nach bekannter Art in den beigegebenen Tabellen in einer Weise schematisiert, die in ihrem Wirkungsgrad schlechthin nicht mehr überboten werden kann. Die in dem Buch niedergelegten Erkenntnisse ruhen auf dem sicheren Grund des Versuches und der Erfahrung und stellen das Ergebnis einer Konstruktions- und Entwurfspraxis eines reichen Lebens dar.

W. Fuchssteiner, Darmstadt.

Bleicher, Dipl.-Ing. W.: **Leichtmetalltechnik.** Derzeitiger Stand und neuere Entwicklungsrichtung. 51 S., Gr. DIN A 4 mit 42 Abb. Düsseldorf: Deutscher Ingenieur-Verlag G.m.b.H., 1950. Preis DMark 4,50.

Es werden Aluminium und Aluminium-Legierungen behandelt (Werkstoffe, Herstellung und Verarbeitung, Eigenschaften und Korrosions-Schutz), im zweiten Teil die Leichtmetalltechnik in Deutschland nach dem Kriege, insbesondere die Versorgung mit Aluminium und dessen Verwendung für die verschiedenen Zwecke. Besonders hingewiesen sei auf die noch wenig bekannte „Blechhohlprofilbauweise“ (mit Hilfe von Kunstharz zusammengeklebte Strangpreßprofile) für Fenster, Möbel, Fahrzeuge usw. Es fehlen leider Literaturhinweise, die dem Leser weiter helfen könnten. Die Schrift ist geeignet einen ersten Überblick zu vermitteln und für die Verwendung von Leichtmetallen zu werben, die jetzt wieder in ausreichenden Mengen zur Verfügung stehen, leider nur für die meisten Zwecke des Bauwesens noch zu teuer sind.

Ferd. Schleicher, Düsseldorf.

Griese, Dr.-Ing., F. W., „Die Wirtschaftlichkeit der Schweißverfahren im Anwendungsgebiet der Rohrschweißung“, 88 Seiten, Braunschweig: Verlag Friedrich Vieweg & Sohn. 1949. Karton. DMark 6,80.

Die Schrift behandelt die Herstellung von Rohren durch Schweißung und hat sich zum Ziel gesetzt, durch einen Vergleich der Schweißkosten die wirtschaftlichsten Arbeitsgebiete der verschiedenen Rohrschweißverfahren zu ermitteln. Diese werden dabei als bekannt vorausgesetzt und nur in ihren wesentlichen Unterschieden und kennzeichnenden Merkmalen für die Rohrschweißung näher behandelt.

Pfannmüller, Hannover.

Rohrberg, A., Prof., Abt.-Leiter an der Ingenieurschule Gaus Berlin: **Theorie und Praxis des logarithmischen Rechenstabes** (= math.-physik. Bibliothek I/23), 8. Aufl., 59 S., Gr. 13,5·19 cm, Leipzig: B. G. Teubner, Verlagsgesellschaft, 1950. Preis: kartoniert DMark 1,80.

Ernst, Hellmut, Prof. Dr.-Ing.: **Die Hebezeuge.** Band 1: Grundlagen und Bauteile. VII, 300 S., Gr. 28·20 cm mit 494 Abb. Braunschweig: Verlag Friedr. Vieweg & Sohn 1950. Preis DMark 28,75 in Leinen geb.

Weiß, Ernst: **Erfindungen, Patente, Lizenzen.** VII u. 69 S. Gr. DIN A 4. Düsseldorf: Deutscher Ingenieur-Verlag G.m.b.H. 1950. Preis DMark 2,50 geb.

Jahrbuch der Rhein-Westf. Techn. Hochschule Aachen, 3. Jg. 1950, herausgegeben von Gustav Plessow, Kornelimünster, 394 S., Gr. DIN A 4, Essen: Verlag W. Girardet 1950.

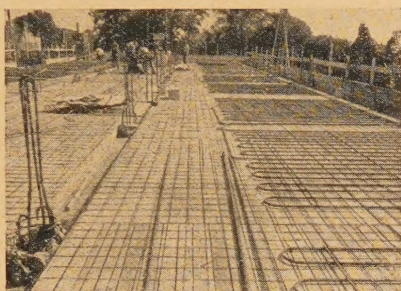
Mittag, Martin, Dozent a. d. Bauschule Lage (Lippe): **Untersuchungen zur Maßordnung im Hochbau.** 176 S., Gr. DIN A 4 mit 25 Abb. Hannover: Kommissions-Verlag Curt R. Vincentz 1950. Preis DMark 9,50 geb., DMark 8,50 kart.

Schwidefsky, K., Prof. Dr., Wetzlar: **Grundriß der Photogrammetrie.** 4., erw. u. verb. Aufl. der Einführung in die Luft- und Erdbildmessung. 228 S., Gr. Din A 5, mit 117 Abb. Bielefeld: Verlag für Wissenschaft und Fachbuch G.m.b.H. 1950. Preis geb. DMark 17,80.

BAUSTAHLGEWEBE

B AU
STAHL
E GEWEBE

Kleinste und größte Grundrisse armen Sie mit BStG in kürzester Frist. Meist noch können Sie am gleichen Tage betonieren. Ob es sich um Hallenböden, Fabrikhöfe, Rollfelder, Kunsteisbahnen, Schwimmbecken, Decken für Wohn-, Industrie- und Verwaltungsbauten oder um Betonstraßen handelt: einbaufertige Baustahlgewebe-Matten lassen sich schneller, einfacher und billiger verlegen. Mit einer einzigen Matte bewehren Sie gleich mehrere Quadratmeter Fläche und sparen viele hundert Knüpfungen. Sie haben keinen Materialverlust durch Schneiden und keinen Zeitverlust durch Aufbiegen und Hakenanbiegen. BStG hilft Ihnen, Ihre Baetermine zu verkürzen. Unterrichten Sie sich an Hand unserer kostenlosen Druckschriften über die konstruktiven Vorzüge, die Baustahlgewebe bietet.



BAUSTAHLGEWEBE GMBH
DÜSSELDORF — Sammelruf 53356

WARMESPERRE GUHLKE
SCHORNSTEINBAU
KESSELEINMAUERUNG

HERRMANN & VOIGTMANN · CHEMNITZ

Niederlassung: Lüneburg, Reichenbachstraße 4

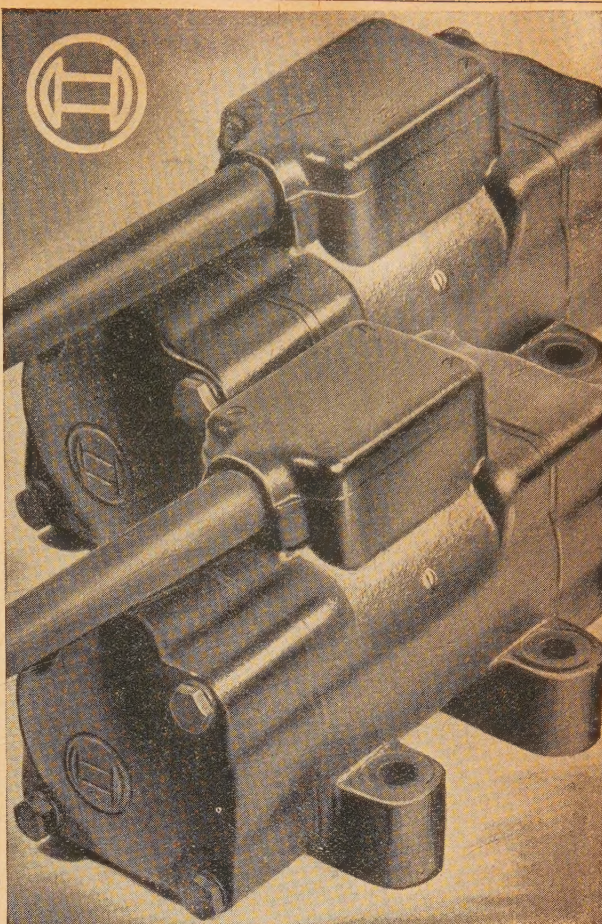


**TRANSPORTANLAGEN
UND AUFZÜGE**

FÜR ALLE INDUSTRIEZWEIGE UND JEDES FÖRDERGUT!

WILHELM STÖHR OFFENBACH-M

BOSCH-Hochfrequenz-Elektrowerkzeuge • BOSCH-Universal-Elektrowerkzeuge • BOSCH-H-Elektrohämmer



BOSCH Rüttler

sind wichtige Helfer in der Bauindustrie. Außenrüttlung ergibt bessere Vermengung und Verdichtung. BOSCH-Rüttler haben folgende Vorteile:

- Kleine Ausmaße, gedrungene Form und geringes Gewicht
- Unempfindlich gegen Staub und Feuchtigkeit
- Regelbare Leistung
- Einfacher, stoßfester Aufbau
- Funkenfreier Betrieb durch Kurzschlußläufer

Es werden zwei Ausführungen geliefert mit Fliehkraft bis 175 kg und bis 1050 kg

ROBERT BOSCH GMBH STUTTGART

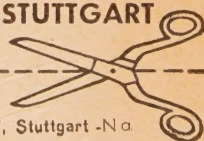
Senden Sie bitte diesen Abschnitt an:
ROBERT BOSCH GMBH, Abt. VTW, Stuttgart - N 0

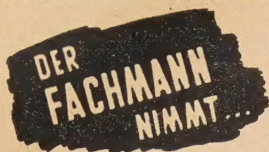
Ich interessiere mich für Ihre
BOSCH-Rüttler

und bitte Sie um unverbindliche Zusendung
von Prospekten.

Datum:

genaue Anschrift:





PLASTIMENT PLASTOCRETE B I N D A BETOWA

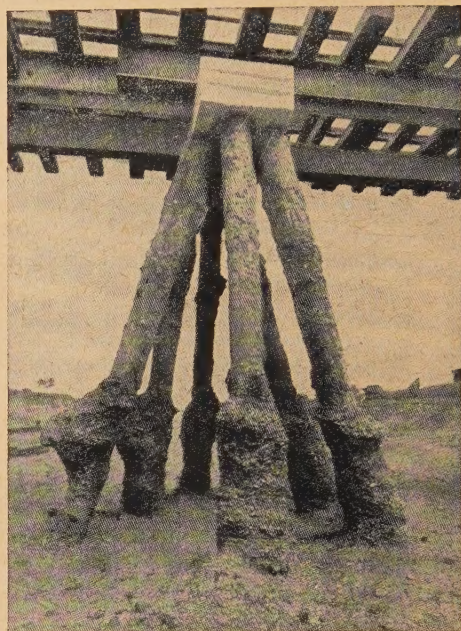
Die unentbehrlichen Zusatzstoffe
für

BETON u. MÖRTEL

PLASTIMENT GMBH
K A R L S R U H E

PFAHL-GRÜNDUNG

System Brechtel



JOHANNES BRECHTEL • LUDWIGSHAFEN a. RHEIN
Telefon Nr. 2828/29 • Telegr.-Adr.: Bohrbrechtel-Ludwigshafenrhein

Zweigbüro: München 23, Birkenfeldstraße 4
Telefon Nr. 33 252

PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT, FRANKFURT A. M.



Berlin • Bremen • Düsseldorf • Hamburg
Hannover • Kiel • Koblenz • Köln • Mannheim
München • Münster • Nürnberg • Stuttgart

HOCHBAU, TIEFBAU
HAFEN- u. KANALBAU
NASSBAGGERUNGEN
INDUSTRIEBAUTEN



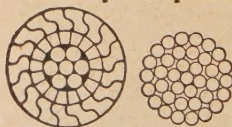
Wir liefern für
**Spannbeton und als
schlaaffe Bewehrung**
hochfeste
**Patent-Gußstahl-
Neptundrähte**

Runddrähte von 1 bis 8 mm Ø und Zugfestigkeiten bis
240 kg / mm² (hohe Kriechgrenze)

Neptun-Spezial-Flachdrähte (verdreh) höchste Haftfestigkeit,
Querschnitte 2—20 mm², Zugfestigkeiten bis
210 kg / mm² (hohe Kriechgrenze)

Drahtlitzen aus 2 und mehr Drähten in allen Abmessungen mit
Zugfestigkeiten bis 200 kg / mm²

Neptun-Spezial-Seile verschlossene Seile und Paralleldrahtbündel
bis 120 mm Ø und bis 160 kg / mm² Zugfestigkeit



**FELTEN & GUILLEAUME CARLSWERK
EISEN U. STAHL AG KÖLN-MÜLHEIM**